

## **1. PODSTAWA OPRACOWANIA**

Podstawę opracowania stanowi:

- zlecenie od Inwestora,
- mapa do celów projektowych,
- opracowania branżowe,
- Informacja techniczna – Warunki techniczne znak: GK-OP.0721.290.1.2013 z dnia 30.10.2013 wydane przez Urząd Miejski w Wadowicach
- „Warunki techniczne wykonania i odbioru sieci kanalizacyjnych” – zeszyt 9 opracowanie COBRTI INSTAL Warszawa, sierpień 2003r.

## **2. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA**

### **2.1 Zakres opracowania**

Opracowanie stanowi projekt wykonawczy kanalizacji deszczowej, instalacji drenarskiej oraz instalacji wodociągowej na działkach nr 275/6, 275/8, 275/10, 279/3, 279/6, 280/9, 280/2, 278/4, 280/7, 280/8, 277/3 w Wadowicach dla nowej części cmentarza komunalnego zlokalizowanego na dz. nr 275/6, 275/8, 275/10, 279/3, 279/6, 280/9, 280/2, 278/4, 280/7, 280/8, 277/3 w Wadowicach.

### **2.2 Lokalizacja inwestycji**

Woj. małopolskie, miasto Wadowice na działkach nr 275/6, 275/8, 275/10, 279/3, 279/6, 280/9, 280/2, 278/4, 280/7, 280/8, 277/3 w Wadowicach dla nowej części cmentarza komunalnego zlokalizowanego na dz. nr 275/6, 275/8, 275/10, 279/3, 279/6, 280/9, 280/2, 278/4, 280/7, 280/8, 277/3 w Wadowicach.

### **2.3 Inwestor**

Gmina Wadowice, Pl. Jana Pawła II 23, 34-100 Wadowice.

## **3. PRZYŁĄCZ I INSTALACJA ZEWN. KANALIZACJI DESZCZOWEJ**

### **3.1. Informacje ogólne**

Zgodnie z warunkami technicznym Gminy Wadowice, wody opadowe z terenu projektowanego cmentarza oraz terenu parkingu i dróg dojazdowych w rejonie istniejącej kaplicy można odprowadzić do istniejącego rowu. Wody opadowe z terenu projektowanych ścieżek, terenów utwardzonych będą odprowadzane do kanalizacji deszczowej poprzez studzienki ściekowe. W celu uniknięcia kradzieży stalowych bądź żeliwnych elementów odwodnienia linowych zaprojektowano system w całości wykonany z tworzywa sztucznego firmy Hauraton RECYFIX PRO 100, typ 01 klasy B125.

Studnie kanalizacyjne projektuje się jako betonowe DN600, DN 1000, DN2000 mm

### **3.2. Obliczenie ilości wód opadowych**

Obliczenia ilości wód opadowych wykonano dla poniższych założeń:

Bilans zlewni:

|   |   |
|---|---|
| $F_1 = 0,1835 \text{ ha (1835 m}^2\text{)}$ | - zlewnia obszaru dróg  |
| $F_1 = 0,34 \text{ ha (3400 m}^2\text{)}$   | - zlewnia obszaru utwardzonego kostką brukową (chodniki, aleje, parking.) |
| $F_2 = 0,697 \text{ ha (6970 m}^2\text{)}$  | - zlewnia obszaru pól grzebalnych,  |
| $F_3 = 0,1253 \text{ ha (1253 m}^2\text{)}$ | - zlewnia obszaru terenu zielonego.                                       |

Przyjęto do obliczeń:

- współczynniki spływu nawierzchni z obszaru dróg -  $\psi_1 = 0,80$ ,
- współczynniki spływu nawierzchni z kostki brukowej -  $\psi_1 = 0,75$ ,
- współczynniki spływu nawierzchni z obszaru pól grzebalnych -  $\psi_2 = 0,30$ ,
- współczynniki spływu nawierzchni terenu zielonego -  $\psi_3 = 0,10$ .

### **3.3. Maksymalny godzinowy zrzut ścieków opadowych**

Obliczeń ilości wód opadowych odprowadzanych z terenu inwestycji dla doboru urządzeń podczyszczających dokonano przy założeniu deszczu nawalnego w wysokości  $q = 132 \text{ dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ , dla  $p = 20\%$ , (raz na 5 lat) i czas trwania deszczu 15 minut w oparciu o formułę:

$$Q_{\max/h} = F \cdot q \cdot \psi \cdot \varphi \quad [\text{dm}^3/\text{s}]$$

gdzie:

F - powierzchnia zlewni [ha],

q - natężenie deszczu miarodajnego,  $[\text{dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}]$ ,

$\psi$  - współczynnik spływu powierzchniowego z zabudowy [-],

$\varphi$  - współczynnik opóźnienia odpływu [-].

Prawdopodobieństwo obliczono wg wzoru:

$$p = \frac{1}{c} \cdot 100\%$$

gdzie:

c – częstość deszczu (c=5)

$$p = \frac{1}{5} \cdot 100\% = 20\%$$

Współczynnik c przyjęto z uwagi na bezpieczne projektowanie sieci kanalizacji deszczowej które ma na celu zapewnienie odpowiedniego standardu odwodnienia terenu, który definiuje się jako przystosowanie sieci do przyjęcia prognozowanych strumieni objętości wód opadowych z częstością równą dopuszczalnej częstości wystąpienia wylania. Współczynnik c przyjęto zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 752:2008.

Natężenie deszczu miarodajnego obliczono według wzoru Błaszczyka-Stamatellego:

$$q = \frac{6,631 \cdot \sqrt[3]{H^2 \cdot c}}{t^{2/3}} = \frac{6,631 \cdot \sqrt[3]{600^2 \cdot 5}}{15^{2/3}} = 132 \quad [\text{dm}^3 / \text{s} \cdot \text{ha}]$$

gdzie:

H - normalny opad roczny wyrażony w [mm], przyjęto 600 mm.

Czas trwania deszczu miarodajnego dobrano w zależności od nachylenia terenu i stopnia uszczelnienia powierzchni zgodnie z wytycznymi ATV-A118. Dla obszarów o średnim spadku terenu do 1% oraz stopniu uszczelnienia powierzchni do 50% czas ten wynosi 15 minut. W związku z powyższym taki czas został przyjęty do wymiarowania kanalizacji deszczowej.

Współczynnik opóźnienia odpływu obliczono wg wzoru:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}} \quad [-]$$

gdzie:

F - powierzchnia, [ha]

n - współczynnik zależny od spadku i kształtu powierzchni zlewni, przyjęto n=4

| Rodzaj i charakter zlewni | Czas trwania deszczu nawalnego | Częstotliwość występowania deszczu nawalnego | Natężenie deszczu nawalnego | Współczynnik opóźnienia odpływu | Współczynnik spływu powierzchniowego | Wielkość powierzchni zlewni | Ilość spływu           |
|---------------------------|--------------------------------|--|-----------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|------------------------|
| -                         | t [min]                        | c[-]   | q[dm <sup>3</sup> /(s*ha)]  | [-]                             | [-]                                  | F [ha]                      | Q [dm <sup>3</sup> /s] |
| Drogi                     | 15                             | 5  | 132                         | 0,86                            | 0,80                                 | 0,1835                      | 16,66                  |
| Chodniki/parkingi         | 15                             | 5  | 132                         | 0,86                            | 0,75                                 | 0,34                        | 28,95                  |
| Obszar pól grzebalnych    | 15                             | 5  | 132                         | 0,86                            | 0,30                                 | 0,697                       | 23,74                  |
| Teren zielony             | 15                             | 5  | 132                         | 0,86                            | 0,10                                 | 0,1253                      | 1,42                   |

Całkowita wielkość zlewni  $F_c = 1,3458$  ha  
Zredukowana wielkość zlewni  $F_z = 0,54$  ha  
Dla całej zlewni  $F_c$  przepływ burzowy  $Q_{\max} = 70,77$  dm<sup>3</sup>/s  
Opad roczny  $H = 800$  mm

### 3.4. Obliczenie pojemności zbiornika retencyjnego

Objętość zbiornika retencyjnego:

$$V_z = \frac{60}{10-2} \cdot (Q - Q_z) \cdot t \text{ [m}^3\text{]}$$

Gdzie:

$Q_z$  – odpływ ze zbiornika stały, dm<sup>3</sup>/s

$F_z$  – powierzchnia zlewni zredukowana, ha

$q$  - natężenie deszczu, dm<sup>3</sup>/s

$t$  – czas, min

Zgodnie z danymi z operatu wodnoprawnego ilość wód odprowadzana stałe do rowu melioracyjnego wynosi  $Q_{\text{odpl}} = 24,3$  [l/s]. Zgodnie z tym pojemność do zretencjonowania wynosi:

| t     | z     | F                 | Q                 | Qo                | V <sub>z</sub>    |
|-------|-------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| [min] | [l/s] | [m <sup>2</sup> ] | [m <sup>3</sup> ] | [m <sup>3</sup> ] | [m <sup>3</sup> ] |
| 5     | ,54   | 34,18             | 179,17            | 24,30             | 46,46             |
| 10    | ,54   | 10,52             | 112,87            | 24,30             | 53,14             |
| 15    | ,54   | 60,66             | 86,14             | 24,30             | 55,65             |
| 20    | ,54   | 32,62             | 71,10             | 24,30             | 56,17             |
| 30    | ,54   | 01,21             | 54,26             | 24,30             | 53,93             |
| 40    | ,54   | 3,55              | 44,79             | 24,30             | 49,18             |
| 50    | ,54   | 2,00              | 38,60             | 24,30             | 42,90             |
| 55    | ,54   | 7,56              | 36,22             | 24,30             | 39,35             |
| 60    | ,54   | 3,76              | 34,18             | 24,30             | 35,58             |
| 65    | ,54   | 0,44              | 32,41             | 24,30             | 31,62             |
| 70    | ,54   | 7,53              | 30,84             | 24,30             | 27,49             |

Z obliczeń wynika, że przy 30 minutowym czasie trwania deszczu, pojawiającym się z częstotliwością raz na 5 lat potrzebna objętość do zmagazynowania wód opadowych wyniesie  $V_p = 55,65 \text{ m}^3$ .

Do zretencjonowania odpływu wód opadowych z terenu przyjęto kanał deszczowy wykonany z rur z żywicy poliestrowych CFW-GRP FLOWTITE SN10 o średnicy  $\varnothing 1200 \text{ mm}$ , długości 46,15 m i pojemności retencyjnej około 52,2  $[\text{m}^3]$  (odcinek D1+D2), kanał z rur PVC o średnicy  $\varnothing 400 \text{ mm}$ , długości 15 m i pojemności retencyjnej około 1,67  $[\text{m}^3]$  (odcinek D2+D3) oraz kanał z rur PVC o średnicy  $\varnothing 315 \text{ mm}$ , długości 43,35 m i pojemności retencyjnej około 3,00  $[\text{m}^3]$  (odcinek D3+D3,2). Łączna pojemność retencyjna układu wynosi około 56,86  $[\text{m}^3]$ .

### 3.5. Dobór regulatora przepływu

W celu ograniczenia wypływu wody do kolektora miejskiego projektuje się montaż regulatora przepływu w studni o następujących parametrach:

|                     |                                |
|---------------------|--------------------------------|
| • maksymalny dopływ | 70,77 $[\text{dm}^3/\text{s}]$ |
| • ciśnienie         | 1,50 $[\text{mH}_2\text{O}]$   |
| • wymagany odpływ   | 24,30 $[\text{dm}^3/\text{s}]$ |
| • przewód wlotowy   | $\varnothing 315$              |
| • przewód wylotowy  | $\varnothing 1200$             |

Do projektu została dołączona karta doboru regulatora przepływu firmy Ecol - Unicon.

### 3.6 ZANIECZYSZCZENIA WÓD OPADOWYCH.

Obliczeń dokonano na podstawie Rozporządzenia Ministra §19 Dz. Ustaw Nr.137 poz.984 dotyczących zanieczyszczeń ekologicznych w wodach odprowadzanych do kanalizacji deszczowej. Na podstawie badań Instytutu Ochrony Środowiska w Warszawie przeprowadzonych w latach 1998—1999.

**Tablica 1. Stężenie zanieczyszczeń wód deszczowych, spływów z dachów, odpływów do kanalizacji deszczowej**

**[1]**

| Rodzaj próby                              | BZT5<br>$[\text{mgO}_2/\text{l}]$ | Zawiesina $[\text{mg/l}]$ |
|---|-----------------------------------|---------------------------|
| Wody deszczowe - opad atmosferyczny       | 2,4—31                            | 0-58                      |
| Spływ z dachów                            | 19—74                             | 0-440                     |
| Odpływ do sieci kanalizacyjnej deszczowej | 20—500                            | 5-40 000                  |

**Tabela 2. Scalone wyniki badań zanieczyszczeń w wodach i ściekach opadowych [2]**

| Obiekt (zlewnia) | Zakres wartości stężeń zanieczyszczeń |                      |                                  |              |                  |                         |
|------------------|---------------------------------------|----------------------|----------------------------------|--------------|------------------|-------------------------|
|                  | Odczyn pH                             | ChZT $[\text{mg/l}]$ | zawiesiny ogólne $[\text{mg/l}]$ | Subst. ekst. | Subst. ropopoch. | Chlorki $[\text{mg/l}]$ |
| dachy - deszcz   | 6,0 - 6,9                             | 6,0 - 230<br>(87,0)  | 2,1-79 (47)                      | 05 - 2,4     | 0,3 - 1,9        | ---                     |
| dachy - roztop   | śr. 7                                 | do 100               | do 75                            | ~ 2,0        | ~ 1,5            | ---                     |

Spływ wód opadowych z dachu nie jest zagrożony zanieczyszczeniami substancjami ropopochodnymi.

### 3.7 Dobór urządzeń do podczyszczania.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 24 lipca 2006r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. 2006, nr 137, poz. 984), zawartość zawiesiny ogólnej w ściekach oczyszczonych nie może być większa niż 100 mg/l, a węglowodorów ropopochodnych — 15 mg/l. Odpływ wód opadowych i roztopowych w ilości nie przekraczającej powyższych wartości może być wprowadzany do odbiornika bez oczyszczania, a urządzenie oczyszczające powinno być zabezpieczone przed dopływem o natężeniu większym, niż jego przepustowość nominalna.

#### Dobór urządzenia podczyszczającego

Separator uwzględnia spływ wód z terenów parkingów oraz jezdni przy chodniku.

Zlewnia kanalizacji deszczowej terenu w rejonie istniejącej kaplicy:

F5 = 0,22 ha — powierzchnia projektowanych dróg dojazdowych,

F6 = 0,09 ha — powierzchnia projektowanych parkingów,

F2 = 0,13 ha — powierzchnia terenów zielonych.

F razem = 0,44 ha, w tym F<sub>zr</sub> = 0,2565 ha

Ilość wód opadowych odprowadzanych z terenu parkingów w rejonie istniejącej kaplicy dla deszczu o prawdopodobieństwie 20% i czasie trwania 15 minut i natężeniu  $q = 132 \text{ l/s/ha}$  wyniesie:

$$Q_{132} = 1,0 \cdot [(0,8 \times 0,22) + (0,75 \times 0,09) + (0,1 \cdot 0,13)] \times 132 = 33,87 \text{ l/s}$$

obliczona ilość wód opadowych wyniesie:

$$Q_{15} = 1,0 \cdot [(0,8 \cdot 0,22) + (0,75 \cdot 0,09) + (0,1 \cdot 0,13)] \cdot 15 = 1,0 \times 0,2565 \times 15 = 3,85 \text{ l/s}$$

Dobrano wysokosprawny separator lamelowy z osadnikiem firmy Ecol-Unicon ESL-H3/30/600 o przepustowości nominalnej 3 l/s oraz przepustowości maksymalnej 30 l/s.

### 3.8 Zasada działania i efektywność separatora.

Separatory typu Ecol-Unicon ESL-H są urządzeniami przepływowymi. W części osadnika zachodzi sedymentacja zawiesiny mineralnej, piasku i błota. Komora separacji jest standardowo wyposażona w pakiet lamelowy wspomagający separację grawitacyjną. Separator stosowany jest do oczyszczania ścieków opadowych ze zlewni miejskich, drogowych i dużych parkingów. Separator ESL-H 3/30/600 charakteryzują następujące parametry:

$Q_{\text{nom}} = 3 \text{ dm}^3/\text{s}$  - przepływ nominalny,

$Q_{\text{max}} = 30 \text{ dm}^3/\text{s}$  - największe obciążenie hydrauliczne bezpieczne dla urządzenia,

$V_o = 600 \text{ dm}^3$  - pojemność części osadowej.

Gwarantowany jest efekt oczyszczania  $< 5 \text{ mg/dm}^3$  substancji ropopochodnych w oczyszczonych ściekach opadowych przez producenta.

Korpus separatora stanowi monolityczna studnia betonowa EU. Studnia zbudowana jest z prefabrykowanych elementów betonowych i żelbetowych, wykonanych z betonu wibroprasowanego C35/45, wodoszczelnego W8, o nasiąkliwości do 5%, mrozoodpornego F-150, spełniającego wymagania normy PN-EN 1917.

### 3.9 OPIS PRZYJĘTYCH ROZWIĄZAŃ I UWAGI REALIZACYJNE

Zgodnie z warunkami technicznym Gminy Wadowice, wody opadowe z terenu projektowanego cmentarza oraz terenu parkingu i dróg dojazdowych w rejonie istniejącej kaplicy można odprowadzić do istniejącego rowu. Wody opadowe z terenu projektowanych ścieżek, terenów utwardzonych będą odprowadzane do kanalizacji deszczowej poprzez studzienki ściekowe. W celu uniknięcia kradzieży stalowych bądź żeliwnych elementów odwodnienia linowych zaprojektowano system w całości wykonany z tworzywa sztucznego firmy Hauraton RECYFIX PRO 100, typ 01 klasy B125..

Studnie kanalizacyjne projektuje się jako betonowe Ø 600, Ø 1000, Ø 2000 mm.

#### Uzbrojenie kanału

Projektowana kanalizacja wykonana będzie z rur (SDR34,SN8) PVC-U firmy Wavin. Kanał o średnicy DN1200 projektuje się z rur kanalizacyjnych z żywicy poliestrowych CFW - GRP FLOWTITE zbrojonych włóknem szklanym ciągłym i ciętym o sztywności obwodowej SN 10 kN/m<sup>2</sup>. Połączenia za pomocą łączników (nasuwek) z elastomerowymi uszczelkami wielowargowymi (min 3 wargi z każdej ze stron).

Dla kanału deszczowego DN1200 oraz studni DN2000 winien zostać opracowany Projekt Wykonawczy branży konstrukcyjnej uwzględniający ich posadowienie w gruncie przy założeniu że będą wypełnione wodą oraz przy założeniu że nie będzie w nich wody.

#### Wpusty drogowe

Wpusty drogowe wyposażone będą w osadnik o wys. 9,50m, który (wg opracowania „Ograniczanie zanieczyszczeń w spływach powierzchniowych z dróg. Ocena technologii i zasady

wyboru.” H. Sawicka-Siarkiewicz, Instytut Ochrony Środowiska, Warszawa 2003r.) średnio **oczyszcza** do 60% z zawieszin. Należy je kontrolować, co najmniej dwa razy w roku, w tym raz po okresie roztopowym i **oczyszczać**. Osady wydobyte z wpustów ulicznych, osadników oraz kanału (studzienek kontrolnych kanału), usuwane w trakcie czyszczenia winny być wywiezione i zutylizowane. Elementy wpustu:

#### wymiary: Średnica x wysokość [mm]

Podstawa betonowa fi 920 x 150 pod wpust uliczny 300 x 440

Podstawa betonowa fi 920 x 150 pod wpust uliczny typ ciężki fi 460

Pierścień dystansowy fi 920 x 250

Pierścień odciążający fi 1120 x 150

Pierścień wyrównawczy fi 700x100, otwór fi 480

Nadstawka fi 500 x 1000

Nadstawka fi 500 x 750

Nadstawka fi 500 x 500

Nadstawka fi 500 x 250

Element denny fi 500 x 1500 z otworem pod rurę fi 160 lub fi 200 z uszczelką Lks

Element denny fi 500 x 1000 z otworem pod rurę fi 160 lub fi 200 z uszczelką Lks

Element denny fi 500 x 1500 bez otworów

Element denny fi 500 x 1000 bez otworów

Element denny fi 500 x 1500 z odsadzką i przejściem szczelnym na rurę PCW fi 160 lub fi 200

Element denny fi 500 x 1000 z odsadzką i przejściem szczelnym na rurę PCW fi 160 tub fi 200

Wiercenie otworu od fi 100 - 315

Uszczelka LKS na wiercony otwór

Przejście szczelne na rurę PCW fi 200

### **3.10 Odwodnienie liniowe**

W celu odprowadzenia wody opadowych i roztopowych z powierzchni dróg wewnętrznych zaprojektowano odwodnienie liniowe z polimerobetonu o szerokości 20 cm. Połączenia korytek ze sobą uszczelniane oleoodpornym polimerem. Ciąg korytek zakończyć tzw. skrzynką zbiorczą. W skrzynce zamontować wkład z blachy ocynkowanej zbierający zanieczyszczenia. Szerokość korytek 15 cm. Rusz korytek żeliwnej, mocowany do korytek za pośrednictwem śrub. Nośność korytek min. 400 kN. Korytka montować na całej długości ciągu w ławie betonowej z betonu B20. Nawierzchnie stykające się z korytkiem zabezpieczyć przez wykruszaniem się.

### **3.11 Sposób wykonania kanałów, studni, przykanalików**

Rury kanalizacyjne należy układać na podsypce piaskowej 20cm, zagęszczonej do  $I_s$  98, w wykopie suchym i zabezpieczonym zgodnie z normą PN-B-10736.

Wyprofilowanie dna powinno nastąpić przed układaniem rur i powinno być poprzedzone odbiorem przez nadzór. Obie wersje obudowy wykonane ze spadkiem. Bardzo ważnym czynnikiem mającym wpływ na wytrzymałość rur jest staranne zagęszczenie gruntu. Istotną rolę odgrywa tu równomierne rozkładanie i zagęszczanie materiału wypełniającego, po obu stronach przewodu. Po odbiorze technicznym zgodnie z normą PN-B- 10735 zasypkę rur do wysokości min. 30 cm nad wierzch (zwornik strefa ochronna) rury wykonywać gruntem piaszczystym /wg normy BN-8836-02/ bez kamieni (frakcje powyżej 40 mm), korzeni i części organicznych, przy jednoczesnym ręczno-mechanicznym zagęszczaniu do wskaźnika zagęszczenia  $I * 0,98$  wg BN- 8932-01 do poziomu podbudowy parkingów. Zасыpywać warstwami wyrównawczymi wysokości 10cm i lekko zagęścić, po wykonaniu jej do połowy wysokości rury należy ubijać dalszymi warstwami w kierunku od ścian wykopu do rurociągu, wyprofilować z zaprojektowanym spadkiem i do kształtu rur. Powyżej warstwy ochronnej wykop zasypywać gruntem piaszczystym (można zagęszczać mechanicznie), a dalej warstwami podbudowy wg projektu drogowego. Od poziomu jezdni do głębokości 1,2 m ppt zasypka zagęszczana do  $I_s = 1,0$ , warstwami po 30 cm wg projektu drogowego. Zasypka wykopu powinna być prowadzona warstwami z równoczesną rozbiórką deskowania i rozparć ścian wykopu. Nie można dopuścić do obciążenia rury pojazdami (np.koparka) w trakcie dokonywania zasypki o ile minimalna warstwa gruntu przykrywającego nie wynosi min. 100 cm. Wynik zagęszczenia potwierdzony badaniami.

Elementy studni z PP WAVIN TEGRA 425 mm łączone są kielichowo za pomocą uszczeltek. Głębokość połączeń kielichowych kinet i stożka wynosi 20 cm.

Dla studzienek należy przewidzieć nieckę montażową, która wraz ze strefą spodnią powinna być tak przygotowana i zagęszczona, by w okresie późniejszym wyeliminować zróżnicowane osiadanie studzienki i rurociągu. Po sprawdzeniu wysokości przyłączenia, wykonuje się tzw. warstwę spodnią zwykle za pomocą listwy drewnianej i przy uwzględnieniu właściwego zagęszczenia.

Przed zamontowaniem studzienki należy sprawdzić współosiowość króćca przyłączeniowego studzienki i przyłączanego odcinka rury. W razie konieczności dopasować poprzez zmianę grubości warstwy spodniej. Montaż studzienki należy wykonać zgodnie z zasadami montażu rur przy użyciu odpowiednich urządzeń np. dźwigu. Po posadowieniu studzienki muszą być sprawdzone następujące punkty:

1. Właściwe osadzenie łącznika - szczelność,
2. Spadki dna,
3. Połączenie studzienki i rurociągu,
4. Bezpieczeństwo posadowienia.

Przygotowanie podłoża gruntowego na powierzchni dna wykopu w promieniu minimum 50 cm licząc od lica ściany elementu dennego studni.

Uszczelkę dla studni betonowej nakłada się na czysty bosi koniec kręgu tub elementu dennego, tak aby płaszcz wypełniony środkiem poślizgowym znajdował się po stronie zewnętrznej i u góry (na uszczelkę klinowa nakłada się środek samosmarujący). Następnie poprzez kilkakrotne naciąganie uszczelki należy wyrównać na całym odwodzie naprężenia, powstałe podczas jej zakładania, zwracając przy tym uwagę na to aby dolna krawędź uszczelki opierała się o przeznaczone dla niej odsądzenie na zewnętrznej średnicy bosego końca.

Wykonanie obsypki korpusu studni betonowej :

- Przestrzeń o szerokości min 50 cm między korpusem studni, a ścianą wykopu należy wypełniać piaskiem, warstwami o grubości maksymalnej 20 cm.
- Warstwy piasku zagęszczać mechanicznie do uzyskania odpowiedniej wartości ZMP.
- Zagęszczenie warstw piasku winno być wykonywane równomiernie na całym obwodzie studni.
- W strefie przyłączonych do studni przewodów kanalizacyjnych do wysokości 50 cm ponad i wokół przewodu zagęszczanie powinno być wykonywane przy pomocy ubijaków ręcznych.
- Do wymiany gruntu rodzimego podczas przygotowania powierzchni dna wykopu oraz wykonania obsypki korpusu studni należy używać piasku różnoziarnistego - frakcja piaszkowa - średnica ziaren - od 0,02 do 2,00 mm.
- W przypadku braku informacji o uziarnieniu optymalnym należy przyjąć:
- wskaźnik różnoziarnistości -  $U > 6$
- wskaźnik krzywizny uziarnienia -  $C = 1_n - 3$
- Dla dobrego zagęszczenia kluczowa jest również odpowiednia wilgotność i równomierna różnoziarnistość.

Parametry studni betonowej

- Dennice studni wykonane w technologii typu Perfect.
- Klasa betonu min C 35/45
- Nasiąkliwość poniżej 5%
- Klasa ekspozycji na agresję chemiczną XA1 dla ścieków pH= 6,5-5,5 Klasa ekspozycji na agresję chemiczną XA2 dla ścieków pH= 5,5-4,5 Klasa ekspozycji na agresję chemiczną XA3 dla ścieków pH=4,5-4,0
- Stopnie stalowe powlekane podwójne (wg PN-EN 13101:2005)
- Uszczelki elastomerowe (wg PN-EN 681-1)

Uwagi dotyczące studni betonowych

- Nie abizolować studni - studnie wykonane są z betonu min C35/45 i osiągają nasiąkliwość poniżej 5%. To daje wystarczającą ochronę zewnętrzną. Stosowanie dodatkowej ochrony jest nieefektywne i dodatkowo podnosi koszty.
- Nie stosować pierścieni odciążających - Betonowe studnie kanalizacyjne są elementami konstrukcyjnymi- przenoszą dopuszczalne obciążenia studni. Stosowanie pierścieni odciążających, na często niedokładnie zagęszczonym terenie wokół studni, może tylko szkodzić, a dodatkowo podnosi koszty o ok. 20%
- Unikać zbrojenia elementów, jeśli nie jest to uzasadnione wyjątkowo trudnymi warunkami w terenie. Normy określają minimalną gwarantowaną wytrzymałość konstrukcji betonowej na tym samym poziomie co żelbetowej.

#### 4.INSTALACJA WODY

Dla zasilania dwóch punktów poboru wody projektuje się instalację zewnętrzną wody Ø32x3,0mm PE 100 SDR 11 1,6MPa. Przyłącz wody należy wykonać za pomocą trójnika Ø32mm z odejściem gwintowanym Ø1 " nr kat. 6500 firmy Hawle. Na instalacji zamontować zasuwę odcinającą z gwintem wewnętrznym i zewnętrznym ze złączem ISO Ø1 "mm nr kat. 2800 firmy Hawle.



Projektowaną instalację należy wykonać z rur  $\varnothing 32 \times 3,0$  m PE100 SDR 11 PN16 na odcinku W1-W4 oraz z rur z rur  $\varnothing 25 \times 2,7$  m PE100 SDR 11 PN16 na odcinku W4-WS1 W4-WS2 odporne na skutki zarysowań i naciski punktowe, z możliwością zgrzewania i łączenia bez konieczności zdejmowania warstw ochronnych oraz kształtki PE SDR 11, firmy Wavin (ciśnienie nominalne PN określone jest dla wody o temperaturze 20°C przy założeniu minimalnej trwałości wynoszącej 50 lat i współczynnika bezpieczeństwa  $c = 1,25$ ).

Woda zostanie doprowadzona do studzienki poboru wody wykonanej z kręgów betonowych DN1000 na której zostanie zlokalizowany zawór odcinający oraz spustowy. W studni istnieje możliwość spuszczenia wody z instalacji na okres zimowy. W studzience poboru wody został zlokalizowany oddryw spuszczonej na okres zimowy wody podłączony do instalacji kanalizacji deszczowej.

Ponadto w ramach zabezpieczenia ppoż. zaprojektowano hydrant przeciwpożarowy DN80 oparty o sieć wodociagową DN225 zasilany odcinkiem instalacji o średnicy PE90x8.2mm.

### **Zabudowa hydrantu przeciwpożarowego**

Projektuje się hydrant DN80 PN16 z korpusem z żeliwa sferoidalnego z podwójnym zamknięciem (drugie zamknięcie w postaci kuli), z zabezpieczeniem w przypadku złamania. Wysokość zabudowy hydrantu mierząc od osi istniejącego przewodu do kaptura hydrantu wynosi 2400mm.

Hydrant projektuje się na odgałęzieniu od sieci głównej wykonanym przy użyciu trójnika kołnierзовego z żeliwa sferoidalnego DN225/80mm. Trójnik połączyć z istniejącym rurociągiem DN225 za pomocą 2 szt. tulei kołnierзовych DN225 z zabezpieczeniem przed przesunięciem. Przed hydrantem należy zastosować zasuwę kołnierзовą z żeliwa sferoidalnego DN80 połączoną bezpośrednio z trójnikiem kołnierзовym węzła. Pomiędzy kolanem stopowym a zasuwą kołnierзовą, należy zamontować króciec FF DN80 z żeliwa sferoidalnego o długości 300 mm – zgodnie ze schematem zabudowy węzła. Hydranty należy zamontować na kolanie stopowym DN80. Jako zabezpieczenie przed przemieszczaniem się elementów węzła hydrantu zastosować typowy blok oporowy zgodnie z rysunkiem załączonym do dokumentacji technicznej. W czasie zamykania hydrantu, następuje samoczynne odwodnienie kolumny oraz rury trzpieniowej odwadniaczem w związku z czym należy przewidzieć wymianę gruntu wokół hydrantu na grunt umożliwiający infiltrację wody w głąb profilu glebowego. W celu uniknięcia wypłukiwania podsypki w gruncie należy zastosować osłonę komory dolnej hydrantu wykonanej z tworzywa sztucznego.

Wymagania materiałowe dla hydrantu:

- korpus górny i dolny – żeliwo sferoidalne
  - kolumna – stal nierdzewna
  - kaptur – żeliwo sferoidalne
  - trzpień – stal nierdzewna
  - wrzeciono – stal nierdzewna
  - kołnierz górny, dolny – żeliwo sferoidalne
  - kula – stop aluminium/guma EPDM
- materiały wewnętrzne i zewnętrzne odporne na korozję

Uwaga!

Kształtkę oddzielić od bloku grubą folią lub taśmą PVC

Należy utrzymać stałe przykrycie rurociągu 1,50m.

Wodociąg należy oznakować poprzez ułożenie taśmy znakującej z tworzywa sztucznego w kolorze niebieskim z wkładką metalową.

Armaturę sieci wodociagowej należy oznaczyć za pomocą jednolitych tabliczek orientacyjnych wg PN-B-09700. Trasa projektowanej instalacji wozy— wg rys. sytuacji i profilu instalacji zewnętrznej wody, podłączenia do istniejącej sieci wg schematu podłączenia węzła włączeniowego.

#### 4.1 PRÓBY SZCZELNOŚCI

Badanie szczelności sieci wodociągowej wykonać zgodnie PN-B-10725 na ciśnienie 10 bar. Wykonać próbę szczelności na 0,9 MPa lub 1,5- krotnej wielkości ciśnienia roboczego. Wykonaną instalację wody należy poddać próbie szczelności, zgodnie z PN-81/B-10700.00 w obecności przedstawiciela obiektu. Przy próbie wstępnej należy zastosować ciśnienie próbne, odpowiadające 1,5- krotnej wartości najwyższego możliwego ciśnienia roboczego tj. 6 bar. Ciśnienie to musi być w okresie 30 minut wytworzone dwukrotnie w odstępie 10 minut. Po dalszych 30 minutach próby ciśnienie nie może obniżyć się o więcej niż 0,6 bar. Nie mogą wystąpić żadne nieszczelności. Bezpośrednio po próbie wstępnej, należy przeprowadzić próbę główną. Czas próby głównej wynosi 2 godziny. W tym czasie ciśnienie próbne, odczytane po próbie wstępnej, nie może obniżyć się o więcej niż 0,2 bar.

Po zakończeniu próby wstępnej i głównej, należy przeprowadzić próbę końcową (impulsową). W próbie tej, w 4 cyklach co najmniej 5 minutowych, wytwarzane jest na przemian ciśnienie 10 i 1 bar. Pomędzy poszczególnymi cyklami próby, sieć rur powinna być pozostawiona w stanie bezciśnieniowym.

Z próby ciśnienia zostaje sporządzony protokół, który musi być podpisany przez Inwestora i Wykonawcę.

#### 4.3 PŁUKANIE I DEZYNFEKCJA

Przed włączeniem rurociągu do eksploatacji, całość wodociągu projektowanego należy przepłukać i oczyścić wodą surową z prędkością minimalną 1,7 ml/s, aż woda będzie czysta. W tym celu należy przeprowadzić jego płukanie i dezynfekcję przy użyciu wapna chlorowanego rozpuszczonego w wodzie w ilości 80 - 100 mg / m<sup>3</sup> wody lub podchlorynu sodu ( roztwór 3 % ). Roztwór dezynfekcyjny wprowadzić do rurociągu na okres 24 godzin, po czym wodę chlorowaną należy z rurociągu wypuścić, a rurociąg przepłukać wodą z sieci miejskiej. Rurociąg może zostać przekazany do eksploatacji po uzyskaniu świadectwa z Terenowej Stacji Sanitarnej — Epidemiologicznej, poświadczającego zgodność wody do użycia na cele bytowe — komunalne.

### 5. INSTALACJA DRENAŻU

Zaprojektowano drenaż obwodowy cmentarza z rur drenarskich  $\varnothing 80, 100, 125$  [mm].

Projektowany drenaż zostanie podłączony do istniejącego rurociągu drenarskiego  $\varnothing 200$ mm przez studnie kontrolne na tym rurociągu. Sączki drenarskie zaprojektowano z rur drenarskich o średnicy wewnętrznej 80mm. Każdy sączek zaczynać się będzie od studni drenarskiej  $\varnothing 400$ mm w celu jego czyszczenia. Na zbieraczu zaprojektowano 6 studni drenarskich  $\varnothing 400$ mm. Przed wpięciem do istniejącej studni kanalizacji sanitarnej należy zamontować studnię drenarską osadnikową rewizyjną PP-B z osadnikiem V = 70 dm<sup>3</sup> (SDRos5.1)  $\varnothing 400$ mm. Studnie zaprojektowano z przykrywą żelbetową.

Drenaż projektuje się ułożony w obsypce filtracyjnej 30cmx30cm z kruszywa łamanego 8mm-32mm. Zasypkę filtracyjną należy owinać geowłókniną igłowaną nietkaną.

Z drenowania wyłączono tereny o bardzo dużym spadku. W przypadku gdy pomimo wykonanego drenażu wystąpią miejsca stagnowania wody należy w tych miejscach wykonać drenaż kamienny i położyć go z zasypką drenaży głównego. Prace odwodnieniowe należy rozpocząć od studni wylotowych na rurociągu  $\varnothing 200$ mm.

Minimalny spadek drenażu zaprojektowano 0,3%. Nadmiar urobku powstały po wykonaniu osypki filtracyjnych i zasypki gruntem niespoistych należy odwieźć środkami transportu kołowego. Do podczyszczania wód drenażowych zaprojektowano przepompownię oraz łapę UV wg załącznik nr 3.

Zestawienie rzędnych względnych drenażu (należy nawiązać do rzędnych terenu).

| Sdistn  | Nr odcinka | Srednica | spadek [%] | długość [m] | zagłębienie na początku odcinka [m] | zagłębienie na końcu odcinka [m] | rzędne dna studzienek przelotowych |
|---------|------------|----------|------------|-------------|-------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| SKistn1 | 1-sdr1     | 80       | 0,3        | 29,5        | 1,2                                 | 1,29                             |                                    |

|         |              |     |     |       |      |      |      |
|---------|--------------|-----|-----|-------|------|------|------|
|         | 2-sdr1       | 80  | 0,3 | 33,3  | 1,2  | 1,30 | Sdr1 |
|         | Sdr1-Sdr2    | 100 | 0,3 | 26,5  | 1,30 | 1,38 | Sdr2 |
|         | 3-sdr2       | 80  | 0,3 | 30,5  | 1,2  | 1,29 |      |
|         | Sdr2-SKistn1 | 125 | 0,3 | 29,5  | 1,38 | 1,47 |      |
| SKistn2 | 4-sdr3       | 80  | 0,3 | 30,6  | 1,2  | 1,29 |      |
|         | 5-sdr4       | 80  | 0,3 | 11,7  | 1,2  | 1,24 | Sdr4 |
|         | 6-sdr4       | 80  | 0,3 | 9,7   | 1,2  | 1,23 |      |
|         | sdr4-sdr3    | 80  | 0,3 | 34,7  | 1,24 | 1,34 | Sdr3 |
|         | 7-sdr3       | 80  | 0,3 | 27,1  | 1,2  | 1,28 |      |
|         | Sdr3-sKistn2 | 125 | 0,3 | 30,6  | 1,34 | 1,43 |      |
| SKistn5 | 8-Sdr6       | 80  | 0,3 | 10,9  | 1,2  | 1,23 |      |
|         | 9-sdr6       | 80  | 0,3 | 32,3  | 1,20 | 1,30 | Sdr6 |
|         | Sdr6-SKistn5 | 100 | 0,3 | 29,8  | 1,30 | 1,39 |      |
|         | 10-SKistn5   | 80  | 0,3 | 31,3  | 1,20 | 1,29 |      |
| SKistn3 | 11-sdr5      | 80  | 0,3 | 26,02 | 1,20 | 1,28 | Sdr5 |
|         | Sr5-SKistn3  | 100 | 0,3 | 29,44 | 1,28 | 1,37 |      |
| SKistn4 | 12-SKistn4   | 80  | 0,3 | 28    | 1,20 | 1,28 |      |

## 6. ROBOTY PRZYGOTOWAWCZE

Przed rozpoczęciem robót należy uzyskać zezwolenie na wejście w teren. Przed przystąpieniem do robót ziemnych trasy kanału, lokalizację studni, oraz lokalizację wpustów ulicznych winien wytyczyć Uprawniony Geodeta. Teren przed rozpoczęciem robót winien być przygotowany do prowadzenia inwestycji.

Roboty wykonywać przed układaniem dolnych warstw podbudowy projektowanych parkingów.

Zgodnie z opinią geotechniczną teren w którym będzie ułożona kanalizacja jest nasypem nieodpowiadającym wymaganiom budowlanym, dlatego należy wymienić grunt pod kanalizację.

## 7. ROBOTY POMIAROWE

Wytyczenia trasy oraz pomiarów wysokościowych powinien dokonać geodeta. Utrzymanie wymaganych spadków oraz przebieg istniejącego uzbrojenia podziemnego wymagają skrupulatnych pomiarów na poszczególnych odcinkach wyznaczonych przez studzienki. Budowę rozpoczynać od zastabilizowania punktów węzłowych (studzienek) zgodnie z PN-81/B-03020 Grunty budowlane, Posadowienia bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

Budowę prowadzić w temperaturach od 5° do 35°C.

## 8. PRÓBY SZCZELNOŚCI KANALIZACJI

### *Próba szczelności ( test wodny )*

Ułożony w wykopie i sprawdzony wstępnie przewód kanalizacji podlega odbiorowi technicznemu przed zasypaniem. Poza sprawdzeniem jakości użytych materiałów i staranności wykonania połączeń rur i rur ze studzienką, sprawdza się wymiary, rzędne dna, prostolinijność osi w planie i w profilu, na odcinkach pomiędzy studzienkami. Następnie przeprowadza się badanie szczelności kanału. Próba szczelności obejmuje rurociąg (bez przyłączy ) i komory. Zgodnie z normą PN — 92/B — 10735 sprawdzić należy szczelność układu zarówno na eksfiltrację jak i na infiltrację.

PN - Polska Norma wymaga:

- zamknąć specjalnymi korkami końcówki badanego rurociągu, napęlnić kanał wodą do poziomu przekraczającego o 0,5m wysokość w najwyższym jego punkcie. Napęlniony kanał pozostawić przez min. 2 godziny. Pomiar ilości wody potrzebnej do uzupełnienia braków może być wykonany wycechowanymi naczyniami lub innymi przyrządami gwarantującymi dokładność nie mniejszą niż 2%. Wynik testu jest pozytywny jeśli w kanałach nie zostanie stwierdzona ucieczka wody.

EN — Europejska Norma EN 295 wymaga:

- jeszcze przed badaniem należy napęlniony kanał pozostawić przez minimum 1 godzinę pod ciśnieniem 5,0 m słupa wody ( 50 kPa = 0,5bara),

Kanał nazywamy szczelnym jeśli po upływie 15 minut dla rur, a 5 minut dla kształtek strata wody nie przekroczy  $0,07 \text{ l/m}^2$  rury.

### Test powietrzny

Test wodny można poprzedzić testem powietrznym. W przypadku wykrycia uszkodzenia za pomocą testu powietrznego należy zastosować jeszcze test wodny, jako że test powietrzny nie jest wystarczającą podstawą do nie przyjęcia rurociągu.

PN — Polska Norma mówi:

Pompować powietrze do przygotowanego do testowania rurociągu do momentu aż manometr podłączony do systemu wskaże wartość nieco powyżej 100 mm słupa wody. Poczekać, aż temperatura powietrza ustabilizuje się, a następnie obniżyć ciśnienie do 100 mm słupa wody. Przez 5 minut ciśnienie powietrza nie powinno spaść poniżej 75 mm słupa wody.

EN — Europejska Norma EN 295 odpowiada w swoich wymaganiach PN w stosunku do rur i kształtek.

## 9. PRACE ZIEMNE

Przed przystąpieniem do robót należy wykonać przekopy kontrolne w miejscach krzyżowania się projektowanego kanału z istniejącym uzbrojeniem w celu sprawdzenia prawdziwości założonych rzędnych uzbrojenia. O wszystkich odstępstwach należy poinformować projektanta w celu dokonania odpowiednich korekt w projekcie.

Rurociągi układać na głębokości ok. 1,60m (1,50m. przykrycia). Roboty ziemne należy wykonywać metodą ręczną i mechaniczną. Wykopy otwarte odvodnić i zabezpieczyć szalunkiem.

Wodociąg zostanie ułożony na 20 cm warstwie zagęszczonej podsypki piaskowej.

Wykopy należy wykonać o ścianach pionowych lub ze skarpami, ręcznie lub mechanicznie wg PN-B-10736.

Wykopy ręczne należy wykonywać w rejonie uzbrojenia podziemnego. Głębokość kopania w przypadku ręcznego prowadzenia robót powinna sięgać do rzędnej projektowanej niwelety obniżonej o grubość podsypki. Przy metodzie mechanicznej wykop należy kończyć o 0,1m nad dnem wykopu. Ostatnią warstwę należy odspoić ręcznie. Pełne zasypanie wykopu pionowego powinno nastąpić po pozytywnej próbie szczelności. Rury muszą leżeć na dnie całą swoją długością.

Zasyp wykopu należy prowadzić starannie ubijanymi warstwami ziemi. Pierwsza warstwa winna być warstwą piasku o grubości 20cm ponad górną krawędzią rury. Na pierwszej warstwie umieszcza się siatkę znakującą z tworzywa sztucznego w kolorze niebieskim, z zatopioną wkładką metalową i napisem „uwaga wodociąg”.

Do zasypania wykopu do wysokości co najmniej 30 cm ponad wierzch rury należy zastosować zagęszczoną obsypkę piaskową a następnie kolejno 20 —30 cm warstwy zasypu do uzyskania wskaźnika zagęszczenia wg normy PNS-o2205/1998 — „Roboty ziemne”. Pozostałą część wykopów należy stopniowo zasypywać gruntem rodzimym, kolejne warstwy dokładnie ubijając. Zasypkę można wykonać gruntem rodzimym pod warunkiem, że max wielkość cząstek nie przekracza 6mm. Teren po zasypaniu wykopów przywrócić do stanu pierwotnego. Stopień zagęszczenia powinien wynosić min. 95%o zmodyfikowanej próby Proctora.

Posadowienie wodociągu wykonać zgodnie z profilem.

Do czasu przeprowadzenia próby hydraulicznej złącza rur i kształtek pozostawić należy odkryte. Próbę szczelności przeprowadzić zgodnie z normą PN - 84/B - 10725, a dezynfekcję zgodnie z wymaganiami Sanepidu.

Występujące uzbrojenie oznaczyć w terenie przy pomocy tabliczek znakujących. Roboty należy prowadzić zgodnie z Instrukcją producenta rur i kształtek.

## **10. WARUNKI GRUNTOWO – WODNE**

Omawiany teren jest położony w północnej części Wadowic, po wschodniej stronie ul. Wojska Polskiego i przylega od strony północnej do istniejącego cmentarza komunalnego a od strony wschodniej do wysokiej skarpy biegnącej wzdłuż linii kolejowej z Wadowic do Spytkowic, Granica południowa przebiega wzdłuż pól uprawnych a zachodnia dochodzi do ul. Wojska Polskiego. Teren położony jest na wyższej terasie rzeki Skawy. Starsze podłoże omawianego terenu stanowią utwory fliszu karpackiego reprezentowane przez naprzemianległe warstwy piaskowców i łupków (kreda trzeciorzęd). Strop tych utworów zalega od głębokości około 10 m. Osady te przykrywają utwory plejstoceny, żwir rzeczny (warstwa o miąższości do 5 m), wyżej gliny, gliny pylaste i pyły (tzw. gliny lessopodobne). W glinach lessopodobnych występują lokalnie okresowe sączenia i wycieki wody pochodzącej z infiltracji wód opadowych, główny poziom wód gruntowych znajduje się w zalegających niżej żwirach.

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r (Dz.U. nr 463 z dnia 27.04.2012) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz.U. nr 126 poz 839), projektowaną inwestycję zalicza się do drugiej kategorii geotechnicznej przy prostych warunkach gruntowych.

## **11. ODKRYCIA WYKOPALISKOWE**

W przypadku natrafienia w trakcie wykonywania wykopów na przedmioty zabytkowe lub szczątki archeologiczne należy natychmiast przerwać roboty i zawiadomić władze konserwatorskie oraz Inwestora.

Ponowne prace można rozpocząć po zezwoleniu władz konserwatorskich.

## **12. UWAGI OGÓLNE**

- Przed przystąpieniem do robót wykonawca winien zapoznać się z obowiązującymi przepisami wykonywania przewodów z rur z tworzywa sztucznego
- Wykonawca winien stosować się do obowiązujących przepisów BHP.
- Roboty należy wykonać zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. nr 75, poz. 690).wraz z późniejszymi zmianami
- Na terenie budowy instalacji zewnętrznych należy umieścić tabliczki ostrzegawcze z napisem „Uwaga! Głębokie wykopy.” Krawędzie wykopów zabezpieczyć barierkami ochronnymi, zaś teren budowy chronić przed dostępem osób niepowołanych.

- Wszystkie elementy betonowe zaizolować z zewnątrz.
- Roboty budowlane należy prowadzić po opracowaniu dokumentacji wykonawczej
- Szczegółowe przedmiary robót i kosztorysy inw. Należy wykonać po opracowaniu dokumentacji wykonawczej
- Wykonanie i odbiór zewnętrznych instalacji wg „Warunków technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych cz. II” oraz „Warunków technicznych wykonania i odbioru sieci z tworzyw sztucznych”, a także indywidualnych instrukcji producentów wyrobów.
- Zabrania się wykonywania robót oraz wchodzenia do wykopów wykonanych w gruncie gliniastym w trakcie trwania opadów i krótko po nich..
- Wykonawca zobowiązany jest do wykonania prób szczelności oraz ołukania instalacji zgodnie z obowiązującymi przepisami.
- Wszystkie wykonywane prace oraz proponowane materiały winny odpowiadać polskim normom, posiadać niezbędne atesty i spełniać obowiązujące przepisy.

Do zakresu prac Wykonawcy wchodzi próby urządzeń i instalacji wg obowiązujących norm i przepisów oraz oddanie ich do użytkowania lub eksploatacji zgodnie z obowiązującą procedurą.

### **13. WARUNKI TECHNICZNE WYKONANIA I ODBIORU ROBÓT**

Instalację wykonać wg Projektu Technicznego, Specyfikacji Technicznej oraz

- „Warunków technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych”, tom II „Instalacje sanitarne i przemysłowe”
- Wymagania techniczne COBRTI INSTAL zalecane do stosowania przez Ministerstwo Infrastruktury. Warunki techniczne wykonania i odbioru instalacji wodociągowych. zeszyt nr 7

Opracował

mgr. inż. Mateusz Mleko