

UWAGA ! Wszelkie dokumenty formalno-prawne (decyzje, warunki techniczne, uzgodnienia, notatki służbowe, itp.) oraz uprawnienia / zaświadczenia z OIIB Projektantów i informację BIOZ zawarto w Projekcie Zagospodarowania Terenu (patrz TOM. I PB).

OPIS TECHNICZNY

1.0. PODSTAWA OPRACOWANIA

- Umowa na wykonanie prac projektowych zawarta z Inwestorem, t.j. Gminą Miasto Koszalin wraz z ustaleniami / dokumentami przetargowymi (SIWZ),
- Uzgodniona z Inwestorem oraz zainteresowanymi stronami Koncepcja Projektowa „Uzbrojenie terenu Inwestycyjnego w obrębie ulic Szczecińska – Lechicka w Koszalinie” z grudnia 2014 r. wykonana przez firmę Usługi Inwestycyjne „Knitter” – Karnieszewice 45b, 76-004 Sianów,
- Ustalenia Miejscowych Planów Zagospodarowania Przestrzennego, a mianowicie:
 - 1/ MPZP obszaru położonego w Koszalinie w rejonie ulic Lechickiej, Szczecińskiej oraz Bohaterów Warszawy, zatwierdzonego uchwałą nr XXVIII/439/2013 Rady Miejskiej w Koszalinie z dnia 28 lutego 2013 r.,
 - 2/ MPZP terenu położonego w Koszalinie w rejonie ulic Lechickiej – Wołyńskiej, Szczecińskiej - Brzozowej oraz przy zbiegu ulic Bohaterów Warszawy – Olchowej, zatwierdzonego uchwałą nr XIV/165/2015 Rady Miejskiej w Koszalinie z dnia 29 października 2015 r.,oraz dodatkowo / pomocniczo uchwalonego w dniu 04.09.2014 r. „ Studium Uwarunkowań i Kierunków Zagospodarowania Przestrzennego Miasta Koszalina ze zmianami ”,
- Ustawa z dnia 10 kwietnia 2003 r. o szczególnych zasadach przygotowania i realizacji inwestycji w zakresie dróg publicznych (tekst jednolity Dz. U. z 2013, poz. 687, z późniejszymi zmianami),
- Ustawa z dnia 07.07.1994 r. Prawo Budowlane (Dz. U. z 2013 r., poz. 1409, z późniejszymi zmianami),
- Decyzja o uwarunkowaniach środowiskowych nr 18/2015 Regionalnego Dyrektora Ochrony Środowiska w Szczecinie z dnia 04.09. 2015 r.,
- Decyzja o pozwoleniu wodnoprawnym nr BOŚ.6341.45.2015.SW Starosty Białogardzkiego z dnia 01.12.2015 r.,
- Ustalenia z porad roboczych z Inwestorem oraz zainteresowanymi Instytucjami,
- Warunki techniczne nr TR-67-58/2185/2015/KP z dnia 06.03.2014 r., wydane przez Miejskie Wodociągi i Kanalizacje w Koszalinie,
- Warunki techniczne nr KG-225/46/6545/14/TC z dnia 25.09.2014 r., wydane przez Miejskie Wodociągi i Kanalizacje w Koszalinie,
- Projekt budowy i przebudowy układu drogowego oraz innych branż (własne),
- Aktualne mapy do celów projektowych w skali 1:500,
- Wizje lokalne i domiary w terenie,
- Pozostałe obowiązujące normy i przepisy branżowe.

2.0. CELE I ZAKRES OPRACOWANIA

2.1. CELE ZAMIERZENIA INWESTYCYJNEGO

Inwestor – Gmina Miasto Koszalin, będąca jednostką administracji samorządowej, realizuje projekt pn. „ Uzbrojenie terenu inwestycyjnego w obrębie ulic Szczecińska – Lechicka w Koszalinie ”. Realizacja dokumentacji budowlano-wykonawczej dla przedmiotowej inwestycji jest współfinansowana ze środków zewnętrznych.

Zamierzenie inwestycyjne obejmuje:

- przygotowanie terenu oraz budowę dróg z oświetleniem i niezbędnymi urządzeniami ich wyposażenia technicznego dla potrzeb skomunikowania i prawidłowego funkcjonowania obszaru przemysłowego,
- budowę sieci wodociągowych dla zabezpieczenia dostaw wody bytowo-gospodarczej,
- budowę kanalizacji sanitarnej i deszczowej (grawitacyjnych i tłocznych),
- w fazie koncepcji – zabezpieczenie niezbędnych korytarzy terenowych do przeprowadzenia innych sieci uzbrojenia inżynierskiego terenu typu: sieci energetyczne, gazowe, ciepłownicze, itp. w pasach technicznych planowanych dróg,
- usunięcie kolizji z istniejącymi sieciami.

Celem nadrzędnym zamierzenia jest zwiększenie atrakcyjności inwestycyjnej miasta Koszalina poprzez stworzenie odpowiedniego zaplecza przestrzennego i infrastrukturalnego na obszarze nowoprojektowanej strefy industrialnej.

System infrastruktury sieciowej ma za zadanie dostarczyć wodę i zapewnić odprowadzenie ścieków z obiektów technicznych i przemysłowych, które będą zlokalizowane w granicach strefy. Odpowiednie usytuowanie pozostałych sieci technicznych w liniach rozgraniczenia dróg ma umożliwić ich realizację przez poszczególnych eksploatatorów tychże sieci w dowolnym czasie w ramach zaistniałych potrzeb w tym zakresie.

Celem równorzędnym jest minimalizacja potencjalnych oddziaływań inwestycji na środowisko poprzez dostosowanie jej parametrów do obowiązujących normatywów i eliminację potencjalnych uciążliwości.

2.2. ZAKRES NINIEJSZEGO OPRACOWANIA

Niniejsze opracowanie dotyczy zagadnień z branży sanitarnej dla w/w inwestycji i obejmuje:

- budowę sieci kanalizacji sanitarnej – grawitacyjnej (wraz z odejściami do działek)
- budowę sieci kanalizacji sanitarnej – tłocznej
- budowę 3 przepompowni ścieków sanitarnych
- modernizację istn. pompowni w ul. Szczecińskiej, będącej „odbiornikiem” ścieków z terenów objętych P.B.
- budowę sieci kanalizacji deszczowej – grawitacyjnej (wraz z odejściami do działek i wpustów deszczowych),
- budowę sieci kanalizacji deszczowej – tłocznej
- budowę przepompowni ścieków deszczowych (wraz z układem podczyszczającym)
- budowę 3 zbiorników retencyjnych dla wód deszczowych (wraz z układem podczyszczającym)
- budowę wylotu do rowu i odbudowę / renowację rowu
- budowę sieci wodociągowej (wraz z odejściami do działek i hydrantów p.poż.).

3.0. OPIS ZAŁOŻEŃ PROJEKTOWYCH

3.1. OGÓLNE ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE

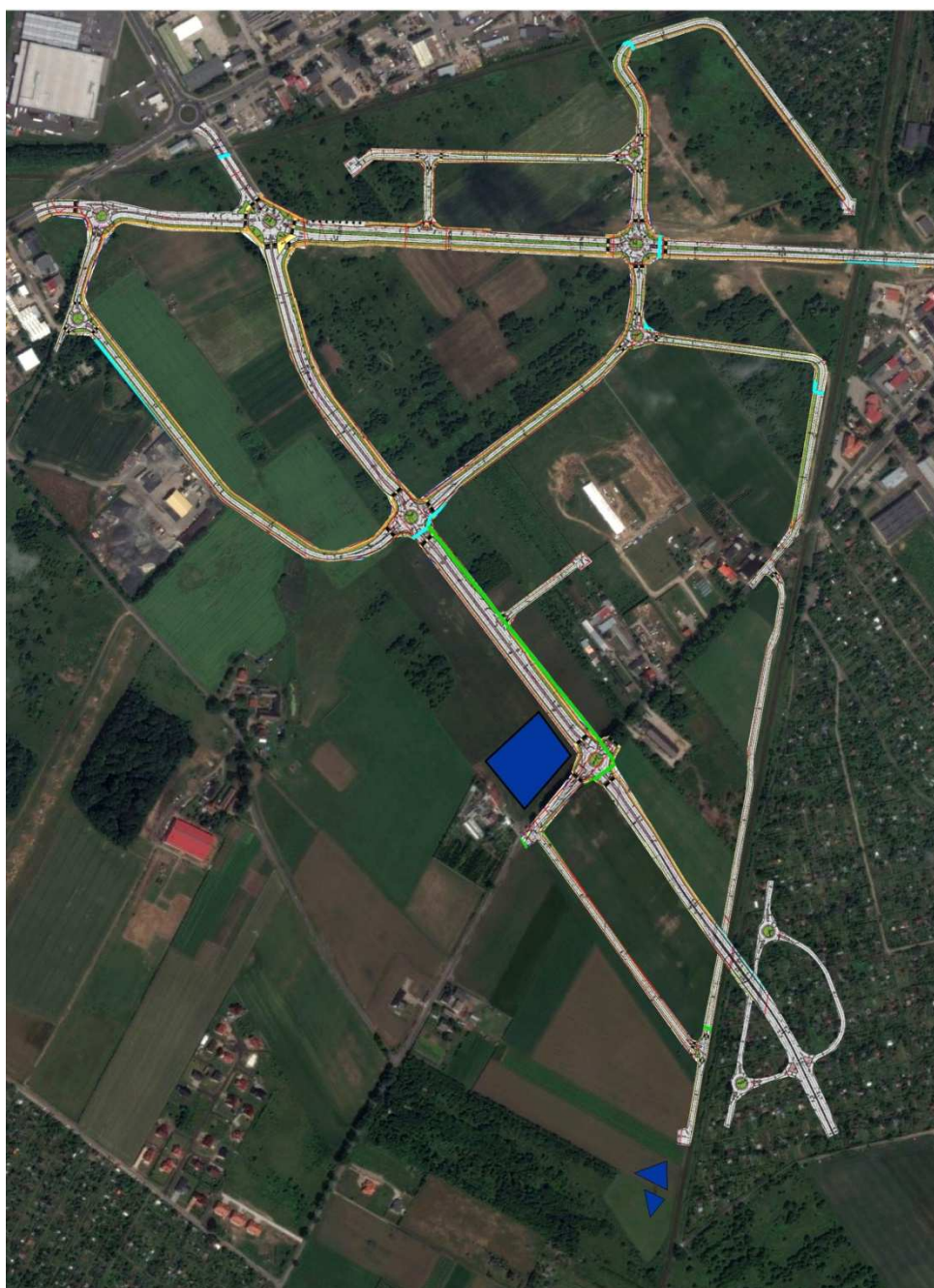
Układ rur, przewodów, zbiorników, pompowni, itp. dla rozpatrywanego terenu został opracowany na podstawie aktów prawnych i innych dokumentów wymienionych w pkt 1 opisu ze szczególnym uwzględnieniem:

- 1/ Koncepcji Projektowej dla „ Uzbrojenia terenu inwestycyjnego w obrębie ulic Szczecińska – Lechicka w Koszalinie ” przygotowanej w grudniu 2014 roku przez firmę Usługi Inwestycyjne „Knitter” i uzgodnionej z Inwestorem (łącznie z uzgodnieniem rozmieszczenia sieci w sposób odmienny niż to wynika z katalogu modeli (...) stanowiącego załącznik nr 1 do Zarządzenia Nr 454/1996/13 Prezydenta Miasta Koszalina z dnia 15.10.2013 r.) zwaną dalej w niniejszym opisie umownie **Koncepcją**,
- 2/ ustaleń wynikających z Miejscowych Planów Zagospodarowania Przestrzennego jak w pkt 1 opisu, zwanych dalej w niniejszym opisie umownie **MPZP**,
- 3/ dodatkowych ustaleń / uszczegółowień czynionych w miarę potrzeb przez Przedstawicieli Inwestora na roboczych spotkaniach,
- 4/ warunków technicznych eksploatatora sieci.

3.2. ZMIANY PROJEKTOWE W ODNIESIENIU DO KONCEPCJI

3.2.1. ZMIANY URBANISTYCZNO-PRZESTRZENNE

Zakres Projektu Budowlanego (Wielobranżowego) w stosunku do Koncepcji został ograniczony obszarowo zgodnie z założeniami przetargowymi (SIWZ). – patrz rys. poniżej (poprzeczne podkreślenia / przekreślenia w kolorze błękitnym). Obszarowo zakres projektowy stanowi około połowy terenu rozpatrzonego w Koncepcji.



Wskutek ograniczenia zakresu objętego projektem drogowym w sposób naturalny ograniczeniu w stosunku do koncepcji i dostosowaniu do układu drogowego uległy pozostałe sieci uzbrojenia inżynierskiego terenu, w tym sieci wod.-kan. i KD, które stanowią niniejsze opracowanie.

„Zmiana” powyższa oznacza między innymi, że projektowane są obecnie 3 z spośród zaplanowanych w koncepcji 5 pompowni sanitarnych (układ i średnice projektowanych przewodów tłocznych kanalizacji sanitarnej uwzględnia przyszłościowe „dotknięcie” dwóch pozostałych przepompowni ścieków). Precyzyjnie zmiany w aspekcie technologicznym opisano w punkcie 3.2.2. poniżej.

3.2.1.A. KANALIZACJA DESZCZOWA.

W związku z ustaleniami MPZP o przejmowaniu całości wód opadowych do kanalizacji deszczowej i w wyniku następczego dokonania szczegółowych przeliczeń na podstawie ustaleń MPZP zaszła konieczność wprowadzenia retencjonowania wód opadowych na poszczególnych działkach elementarnych – patrz ustalenia notatek służbowych z dnia 30.09.2015 r. i z dnia 30.10.2015 r. odbytych w siedzibie UM K-lin. Wskutek zastosowania ww. ograniczeń dla przyległości po przeliczeniu kanałów z uwzględnieniem retencji redukcji uległy średnice niektórych kanałów i lokalnie pojawiają się nieznaczne rozbieżności z ustaleniami planu, między innymi dla drogi 1KDZ i 03KDL w zakresie minimalnych średnic. Nadmieniamy, iż nawet bez zastosowania retencjonowania przyległości przedstawione zalecenia planu w tych drogach (1KDZ i 03KDL) ustalające minimalną średnicę KD w tych drogach na min. 500 - jeśli je czytać literalnie - nie znajdują uzasadnienia w układzie terenowym i potrzeba zastosowania tak dużych otworów „od razu na początkowych odcinkach” kanałów danej zlewni nie dadzą się udowodnić empirycznie. Ponieważ jednak inwestycja realizowana będzie w trybie ustawy z dnia 10 kwietnia 2003 r. o szczególnych zasadach przygotowania i realizacji inwestycji w zakresie dróg publicznych (tekst jednolity Dz. U. z 2013, poz. 687, z późniejszymi zmianami) te niezgodności / zmiany nie spowodują przeszkód formalnych w zakresie pozyskania zezwolenia na budowę – zgodnie z art. 11i ust. 2 ww. ustawy w sprawach dotyczących zezwolenia na realizację inwestycji drogowej nie stosuje się przepisów o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym.

Odejścia do działek rozplanowano na podstawie hipotetycznego podziału terenów inwestycyjnych na poszczególne działki z uwzględnieniem możliwości obsługi komunikacyjnej danej działki po podziale oraz zasilenia jej w media - patrz notatka służbowa z dnia 23.06.2015 r. Mapa została sporządzona wspólnie z Wydziałami Urzędu Miejskiego, Zarządem Dróg Miejskich i Jednostki Projektowej „do użytku wewnętrznego”.

W zakresie zastosowanego rozwiązania w postaci zbiorników retencyjnych oraz wylotu kanalizacyjnego ϕ 400 z typowym wylotem betonowym do rowu na terenie Koszalina (który po ca 520 mb łączy się z rowami na terenie m. Niekłonicze i następnie z rzeką Czarną) nie wprowadzono zmian w stosunku do koncepcji.

Zarówno postępowanie w sprawie pozyskania decyzji środowiskowej jak również następcze postępowanie w sprawie uzyskania decyzji o pozwoleniu wodnoprawnym nie ujawniły żadnego negatywnego wpływu inwestycji na tereny gminy ościennej (Gmina Świeszyno) w zakresie planowanego zrzutu wód opadowych i zakończyły się pozyskaniem tychże decyzji.

W operacie wodnoprawnym w sposób jednoznaczny wykazano, iż dla zachowania warunków hydrologicznych w zlewni w stanie niezmienionym wielkość wyprowadzenia wód z projektowanego układu szczelnego do rowu położonego na gruncie Gminy Miasto Koszalin musi odpowiadać odpływowi naturalnemu (tj. zakładana ilość ścieków wprowadzana w miejscu lokalizacji wylotu nie może wykraczać poza ilości wód, które odpływały ze zlewni pierwotnej „niezakłóconej” ingerencją). Zasięg naturalnej, fizjograficznej zlewni wyznaczony ukształtowaniem terenu został ustalony na podstawie danych odczytanych z mapy hydrograficznej Polski 1:50.000 GUGiK Warszawa 2005, przy czym ustalono również, że funkcjonujące obecnie torowisko tworzy sztuczną linię wododziału modyfikującą wyjściowe warunki spływu wód.

Dla potrzeb udowodnienia spełnienia wyżej założonego warunku w sposób empiryczny określono odpływ z górnej, izolowanej zlewni rowu w przekroju odpowiadającym lokalizacji istniejącego, niedrożnego przepustu pod torem kolejowym uzyskując wyniki:

$$SQ_{(A)} = 0,0049 \text{ (m}^3/\text{s)} = 4,9 \text{ l/s}$$

$$SQ_{\max} = 0,21 \text{ (m}^3/\text{s)} = 210 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Mając na względzie zaplanowane uszczelnienia, dla zachowania nienaruszonego bilansu zlewni wprowadzono zbiorniki retencyjno-opóźniające oraz spowolnienie odpływu - dzięki zastosowaniu małej średnicy przewodu wyprowadzającego wody ze zbiornika Nr 3 (projektowany przekrój 400mm). Powyższe zapewniło utrzymanie stałego odpływu z budowli retencyjnej w natężeniu 156 l/s.

Dane te pozwoliły potwierdzić iż został spełniony warunek

$$\underline{SQ_{\max \text{ nat.}} = 210 \text{ dm}^3/\text{s} > 156 \text{ dm}^3/\text{s} (Q_{\text{proj}})}$$

Na podstawie powyższego sformułowano wniosek, iż jednostkowy odpływ do istniejącego rowu z projektowanego wylotu - w okresie występowania opadów nawalnych będzie niższy niż dotychczasowy odpływ ze zlewni niezaktóconej ingerencją. Efekt ten został osiągnięty dzięki wprowadzeniu zbiorników retencyjnych.

Ponieważ na terenie bezpośrednio przyległym do rowu funkcjonuje zlewnia ogrodów działkowych zidentyfikowano dotychczasową wielkość przepływu rowem w miejscu poniżej lokalizacji wylotu (dane te pozwoliły określić parametry konstrukcyjne urządzenia ziemnego, które wymagać będzie odtworzenia w związku z dotychczasowym zaniechaniem jego bieżącej konserwacji).

Wskazane odpowiadały wartościom:

$$SQ_{(A)} = 0,002 \text{ (m}^3/\text{s)} = 2,0 \text{ l/s}, SQ_{\max} = 0,09 \text{ (m}^3/\text{s)} = 90 \text{ dm}^3/\text{s}.$$

Założono że minimalny przekrój rowu odbiornika musi zapewnić przeprowadzenie wód o łącznej ilości 246 l/s (250) uwzględniającej odpływ ze zlewni obszaru inwestycyjnego Lechicka-Szczecińska i zlewni ogródków.

Zdolność poszczególnych koryta rowu A-B do przejęcia wód oparta na dopuszczalnej wartości przepływu w przekroju końcowym rowu określona została przy użyciu zmodyfikowanej postaci wzoru Manninga.

Przy założeniu iż parametry rowu ukształtowane zostaną w sposób następujący:

- głębokość 0,7 m
- szerokość dna 0,4 m
- spadek skarp 1:1,5
- spadek podłużny $I=0,002$

A zatem

przy przekroju rowu wynoszącym: $F= 1,01 \text{ jw.}$, obwodzie zwilżonym $O=2,14$ i wyznaczonej prędkości przepływu: $v= 0,819 \text{ m/s}$ potwierdzono, że możliwym stanie bezpieczne przeprowadzenie wód w ilości maksymalnej $0,82 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.2.1.B. KANALIZACJA SANITARNA.

Odejścia do działek rozplanowano na podstawie hipotetycznego podziału terenów inwestycyjnych na poszczególne działki z uwzględnieniem możliwości obsługi komunikacyjnej danej działki po podziale oraz zasilenia jej w media - patrz notatka służbowa z dnia 23.06.2015 r. Mapa została sporządzona wspólnie z Wydziałami Urzędu Miejskiego, Zarządem Dróg Miejskich i Jednostki Projektowej „ do użytku wewnętrznego ”.

Dodatkowo, ponieważ projekt zmiany MPZP nie uwzględniał precyzyjnych współczynników obliczeniowych zaszła konieczność doprecyzowania ich przez Inwestora (pismo Jednostki Projektowej z dnia 19.10.2015 r. i notatka służbowa z dnia 30.10.2015 r.). Stąd różnice w wydajnościach projektowanych pompowni w stosunku do wydajności przewidywanych w „ Koncepcji ”.

Obliczenia ilości ścieków sanitarnych z poszczególnych działek wykonano dla współczynników wodochłonności przemysłu na poziomie jn.

Obliczenia - zapotrzebowania na wodę / zrzutu ścieków sanitarnych

ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ:

Jednostkowe (uśrednione) wartości zapotrzebowania na wodę wg MPZP i notatki z dnia 30.10.2015 r.:

na terenach P,U 0,80 dm³/s/ha Nd=1,15 Nh=1,25

$$\text{OBLICZENIA: } Qd\acute{s}r = 3,6 \frac{P[ha] \times qj \left[\frac{dm^3}{ha} \right] \times T[h]}{Nd \times Nh} \left[m^3/d \right], \quad Qdmax = Qd\acute{s}r \times Nd \left[m^3/d \right]$$

$$Qhmax = \frac{Qdmax}{24} \times Nh \left[m^3/h \right]$$

Przyjęto że **zrzut ścieków sanitarnych to 95%** zapotrzebowania na wodę dla poszczególnych obszarów elementarnych MPZP.

Opis oddziaływania / wpływu projektowanego układu kanalizacji sanitarnej na istniejącą pompownię kanalizacyjną przy ulicy Szczecińskiej, będącej odbiornikiem ścieków dla terenu objętego Projektem Budowlanym (i Koncepcją) sieci kanalizacji sanitarnej.

Pompownia istniejąca odbiorcza (przy ul. Szczecińskiej) posiada max. wydajność zainstalowanych pomp 2 x 14 l/s = 28 l/s. Rzeczywisty „dzisiejszy” dopływ ścieków do tej przepompowni wynosi średniomiesięcznie 11,62 m³/d. Przy uogólnionym przeliczeniu jednostek stwierdzić można, że dopływ ten wynosi średnio 0,13 dm³/s (po zaokrągleniu przyjęto wartość q = 0,20 dm³/s), co oznacza, iż praktycznie pompownia w chwili obecnej ma znikome obciążenie ściekami.

Dla przeprowadzenia obliczeń bilansowych zrzutu ścieków sanitarnych z terenu objętego P.B., przyjęto, w uzgodnieniu z Inwestorem, wykorzystanie współczynnika wodochłonności terenów na poziomie 0,80 dm³/sxha oraz współczynników nierównomierności Nd=1,15 i Nh=1,25 (notatka służbowa z dnia 30.10.2015 r.). Przyjęto, że zrzut ścieków sanitarnych to 95% zapotrzebowania na wodę dla poszczególnych obszarów elementarnych z MPZP.

Z uwagi na fakt, że omawiamy tereny dziś nie zagospodarowane, obliczony dzisiaj zrzut ścieków może w części terenów nie odpowiadać wartości powstałej z obliczeń bilansowych (w szczególności należy spodziewać się raczej obniżenia w stosunku do obliczonych ilości ścieków z uwagi na zapisy MPZP dopuszczające dla tych terenów t.j. „P,U” lokalizowanie „ obiektów produkcyjnych, składów i magazynów, oraz zabudowy usługowej ”. Uważamy, iż można przyjąć z b. dużym prawdopodobieństwem, że **rzeczywisty spływ ścieków będzie mniejszy niż spływ obliczony na podstawie założonych i uzgodnionych z Inwestorem wskaźników przyjętych do obliczeń.** Dziś nie ma możliwości określić dokładnie jakie zakłady i usługi zostaną tu zlokalizowane – natomiast fakt, iż nie dopuszcza MPZP zlokalizowania tutaj przemysłu wodochłonnego pozwala na wysnucie wniosku jak wyżej, to znaczy że obliczenia posiadają duży współczynnik bezpieczeństwa w zakresie nie dopuszczenia do przekroczenia max. zaplanowanej ilości ścieków wpływających do pompowni przy ul. Szczecińskiej (zarówno w PB jak i w Koncepcji).

Jednocześnie planowany w obliczeniach bilansowych zrzut ścieków należy rozpatrywać w perspektywie najbliższych 10 może nawet 15 lat, gdyż aby ścieki te powstały Inwestor musi w pierwszej kolejności: wybudować infrastrukturę drogową i sieciową, sprzedać około 77 ha terenu przemysłowego, a następnie nowi właściciele muszą zabudować / zagospodarować owe działki.

Z wykonanych obliczeń bilansowych wynika, że wydajności pompowni przewidzianych dla obsługi opisywanego terenu (terenu objętego koncepcją) wynoszą odpowiednio:

P1, $q = 2,46 \text{ dm}^3/\text{s}$ - w całości etap projektu,

P2, $q = 10,04 \text{ dm}^3/\text{s}$ - w całości etap projektu,

P3, $q = 26,97 \text{ dm}^3/\text{s}$ dla etapu objętego Koncepcją

lub

P3, $q = 24,52 \text{ dm}^3/\text{s}$ dla etapu objętego niniejszym PB

P4, $q = 5,45 \text{ dm}^3/\text{s}$ - w całości etap Koncepcji,

P5, $q = 12,68 \text{ dm}^3/\text{s}$ - w całości etap Koncepcji,

Przedstawione obliczenia zapotrzebowania na wodę i zrzutu ścieków sanitarnych dotyczą całości terenów (jak w Koncepcji).

Wskutek ograniczenia zakresu objętego Projektem w stosunku do Koncepcji, w tym ograniczeniu zakresu budowanego układu drogowego, w sposób naturalny ograniczeniu uległy zakresy pozostałych sieci uzbrojenia inżynierskiego terenu, w tym sieci wod.-kan. i KD, które stanowią niniejsze opracowanie. „ Zmiana ” powyższa oznacza między innymi, że projektowane są obecnie 3 (P1, P2 i P3) z spośród zaplanowanych w Koncepcji 5 pompowni sanitarnych. Należy zaznaczyć, iż układ i średnice projektowanych przewodów tłocznych kanalizacji sanitarnej uwzględniają przyszłościowe „ dołączenie ” dwóch pozostałych przepompowni ścieków.

Projektowany układ przepompowni i sieci tłocznej dla kanalizacji sanitarnej przewiduje naprzemienną pracę każdej z zaprojektowanych przepompowni ścieków co zapewnia elastyczność całego układu oraz funkcjonalność i ekonomię przyjętych rozwiązań w zakresie przewodów tłocznych. Każda z pompowni pracować będzie samodzielnie w danym okresie czasu, albo inaczej rzecz ujmując w danej jednostce czasu pracuje tylko jedna pompownia z pięciu zaplanowanych w ogólnym systemie.

Z uwagi na powyższe istniejąca przepompownia przy ulicy Szczecińskiej o wydajności $14,0 \text{ dm}^3/\text{s}$ (maksymalnej do $28,0 \text{ dm}^3/\text{s}$ przy pracy dwóch pomp) i doływie istniejącym / rzeczywistym na poziomie $0,20 \text{ dm}^3/\text{s}$ jest na chwilę obecną zdolna do przejęcia planowanej w początkowej etapie realizacyjnym i eksploatacyjnym ilości ścieków.

Należy jednakże zaznaczyć, iż w miarę upływu czasu i postępującego zainwestowania terenu w momencie stopniowego zbliżania się rzeczywistego dopływu ścieków do wydajności granicznej jednej pompy (tj. do ilości 14,0 dm³/s ścieków) przepompownię przy ul. Szczecińskiej należało będzie zmodernizować, poprzez wymianę zbiornika głównego i pomp zainstalowanych na tejże przepompowni. Planowana modernizacja pompowni podniesie wydajność hydrauliczną do wartości 41,0 dm³/s (przy pracy jednej pompy).

3.2.1.C SIEĆ WODOCIĄGOWA.

Odejścia do działek rozplanowano na podstawie hipotetycznego podziału terenów inwestycyjnych na poszczególne działki z uwzględnieniem możliwości obsługi komunikacyjnej danej działki po podziale oraz zasilenia jej w media - patrz notatka służbowa z dnia 23.06.2015 r. Mapa została sporządzona wspólnie z Wydziałami Urzędu Miejskiego, Zarządem Dróg Miejskich i Jednostki Projektowej „ do użytku wewnętrznego ”.

Dodatkowo, ponieważ projekt zmiany MPZP nie uwzględniał precyzyjnych współczynników obliczeniowych zaszła konieczność doprecyzowania ich przez Inwestora (pismo Jednostki Projektowej z dnia 19.10.2015 r. i notatka służbowa z dnia 30.10.2015 r.). Obliczenia zapotrzebowania na wodę terenów przyległych wykonane dla nowych współczynników wodochłonności, oraz obliczenia hydrauliczne sieci - spowodowały nieznaczne różnice w średnicach poszczególnych odcinków sieci wodociągowej.

Obliczenia zapotrzebowania na wodę i ilości ścieków sanitarnych z poszczególnych działek wykonano dla współczynników wodochłonności przemysłu na poziomie jn. (obliczenia zawarte w dokumentacji archiwalnej Wykonawcy)

Jednostkowe (uśrednione) wartości zapotrzebowania na wodę wg MPZP i notatki z dnia 30.10.2015 r.: na terenach P,U 0,80 dm³/s/ha Nd=1,15 Nh=1,25

3.3. ROZWIĄZANIA PROJEKTOWE - DANE OGÓLNE

3.3.1. KANALIZACJA DESZCZOWA.

W zakresie sieci deszczowej projektuje się pompownię dwuzbiornikową o wydajności 2x710 dm³/s z dwoma odrębnymi przewodami tłocznymi. Na podstawie niniejszego opracowania wybudowana zostanie pompownia P.D. etap I oraz drugi zbiornik (wyposażenie wewnętrzne pompowni z etapu II - identycznie jak pompownia w etapie I - dobudowane zostaną w momencie gdy wystąpi taka konieczność). Przewody tłoczne kanalizacji deszczowej – oba – wybudowane zostaną na podstawie niniejszego opracowania.

W zakresie sieci kanalizacji deszczowej grawitacyjnej projektuje się układ sieci w obszarze projektowanego układu drogowego oraz odcinki łączące w/w układ z poszczególnymi zbiornikami retencyjnymi, jak również budowa tych 3 zbiorników retencyjnych.

Dodatkowo w zakresie opracowania zawarty jest odcinek kd400 pomiędzy zbiornikiem retencyjnym „3” a rowem na terenie Gminy Miasto Koszalin, stanowiącym odbiornik wód deszczowych (wylew kanalizacji ze zbiornika retencyjnego „3”). Na podstawie niniejszego opracowania wykonana zostanie także odbudowa (renowacja) istniejącego rowu na odcinku długości około L= 520 m, tj. całego odcinka rowu leżącego na terenie Koszalina.

Projektowany układ sieci deszczowej zapewnia (poprzez projektowane odejścia boczne) podłączenie wszystkich działek przyległych, zlokalizowanych w zakresie projektowanego układu drogowego oraz odwodnienie nawierzchni utwardzonych pasów drogowych.

3.3.2. KANALIZACJA SANITARNA.

W zakresie sieci kanalizacji sanitarnej grawitacyjnej projektuje się układ kanałów zlokalizowanych w obrębie zakresu projektu branży drogowej.

Projektowany układ sieci grawitacyjnych obejmuje 3 odrębne zlewnie, doprowadzające zebrane ścieki do 3 projektowanych przepompowni. (projekt technologii przepompowni ścieków stanowi odrębny tom opracowania projektowego).

Obliczenia ilości ścieków sanitarnych z poszczególnych działek wykonano dla współczynników wodochłonności przemysłu na poziomie jn. Zagadnienie omówiono szczegółowo w punkcie 3.2.1.B.

Jednostkowe (uśrednione) wartości zapotrzebowania na wodę wg MPZP i notatki z dnia 30.10.2015 r.:

na terenach P,U 0,80 dm³/s/ha Nd=1,15 Nh=1,25

3.3.3. SIĘĆ WODOCIĄGOWA

W zakresie sieci wodociągowej projektuje się układ sieci w obszarze projektowanego układu drogowego, oraz odcinek sieci w315 do punktu oznaczonego jako „w.1” (punkt włączenia do istn. w400 w pasie drogowym oznaczonym jako 01 KDL,It.

Projektowany układ wodociągowy zapewnia (poprzez projektowane odejścia boczne) podłączenie wszystkich działek przyległych, zlokalizowanych w zakresie projektowanego układu drogowego, oraz zabezpieczenie p.poż. terenu opracowania.

Obliczenia ilości ścieków sanitarnych z poszczególnych działek wykonano dla współczynników wodochłonności przemysłu na poziomie jn.

Jednostkowe (uśrednione) wartości zapotrzebowania na wodę wg MPZP i notatki z dnia 30.10.2015 r.:

na terenach P,U 0,80 dm³/s/ha Nd=1,15 Nh=1,25

4.0. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO

Analizowany w niniejszym projekcie teren w większości nie posiada utwardzonych dróg, bowiem w znakomitej większości rozpatrywany teren jest terenem niezabudowanym, gruntowym, w znacznej części eksploatowanym / użytkowanym rolniczo – wyjątki stanowią ulica Wołyńska (zbudowana niedawno ulica klasy Z1/2 z ciągami pieszorowerowymi i infrastrukturą) oraz w części ulice Szczecińska (DK nr 6), ul. Lechicka (droga powiatowa nr 5517Z) i droga do wytwórni mas bitumicznych (i dalej w kierunku do m. Niekłonice - wg istn. planu ozn. 3KDL). Istniejące pozostałe elementy zagospodarowania pasów drogowych typu chodniki, zjazdy, ścieżki rowerowe, itp. również funkcjonują jedynie w ramach ww. ulic „ przyległych ” do rozpatrywanego terenu.

W pasach istniejących odcinków ulic omówionych powyżej oraz również w części po terenie nie będącym ulicami / drogami przebiegają istniejące sieci infrastrukturalne w postaci: kanalizacji sanitarnych i deszczowych, sieci wodociągowych, gazowych i CO (lokalnie), teletechnicznych, energetycznych SN i nn wraz z oświetleniem.

W związku z faktem, iż projektowane roboty przebiegają w nieuporządkowanych dotychczas (a planowanych pod zabudowę infrastrukturą drogową) pasach technicznych dróg / ulic zlokalizowana tutaj zieleń wysoka i niska jest w większości zaniedbana i zdegradowana z wyjątkiem obszarów użytkowanych rolniczo.

5.0. WARUNKI GRUNTOWO-WODNE

Teren inwestycji zalicza się do „Pierwszej Kategorii Geotechnicznej” z prostymi warunkami gruntowymi i wodnymi. Głębokość przemarzania gruntu w rozpatrywanej lokalizacji wynosi 0,8 m. W podłożu występują piaski gliniaste i gliny - grunty nośne, przy czym w ramach robót nie wolno dopuszczać do ich zawilgotnienia.

Projektowane rurociągi posadowione zostaną na dodatkowych podłożach sypkich, nośnych, głównie powyżej poziomu wód gruntowych. Wymagana wymiana gruntu opracowana została w branży drogowej.

6.0. SZCZEGÓŁOWY OPIS ROZWIĄZANIA PROJEKTOWEGO

6.1. Kanalizacja deszczowa – grawitacyjna

Trasa i miejsce włączenia:

W zakresie niniejszej inwestycji projektuje się przebudowę i rozbudowę istniejącej kanalizacji deszczowej zlokalizowanej w pasach drogowych ulic: Szczecińskiej i Wołyńskiej. Dla pasów drogowych nie posiadających w chwili obecnej sieci deszczowej, wybudowany zostanie nowy układ sieci deszczowych, wraz z odejściami do działek i wpustów deszczowych.

W/w odcinki sieci deszczowej za zadanie będą miały zbieranie wód deszczowych i roztopowych z nawierzchni ulic (wraz z innymi nawierzchniami utwardzonymi zawartymi w pasie drogowym), oraz umożliwią przyszłościowe podłączenie działek jakie powstaną na omawianym terenie inwestycyjnym.

Lokalizacja projektowanych odcinków kanalizacji deszczowej, odejść bocznych do działek oraz wpustów deszczowych ukazana została na załączonym do niniejszego opracowania Projekcie Zagospodarowania Terenu w skali 1:500.

Kanały rurowe:

Kolektory kanalizacji deszczowej przyjęto na wykonanie:

- odcinki DN300, z rur betonowych C40/50 typu WITROS, klasy "C" o średnicy Dz= 440mm, i wytrzymałości na nacisk siły 40kN/m
- odcinki DN400, z rur betonowych C40/50 typu WITROS, klasy "C" o średnicy Dz= 540mm, i wytrzymałości na nacisk siły 60kN/m
- odcinki DN500, z rur betonowych C40/50 typu WITROS, klasy "C" o średnicy Dz= 650mm, i wytrzymałości na nacisk siły 60kN/m
- odcinki DN600, z rur betonowych C40/50 typu WITROS, klasy "C" o średnicy Dz= 760mm, i wytrzymałości na nacisk siły 70kN/m
- odcinki DN800, z rur betonowych C40/50 typu WITROS, klasy "C" o średnicy Dz= 980mm, i wytrzymałości na nacisk siły 80kN/m
- odcinki DN1000, z rur żelbetowych C40/50 typu WIPRO, klasy II o średnicy Dz= 1240mm, i wytrzymałości na nacisk siły 100kN/m
- odcinki DN1200, z rur żelbetowych C40/50 typu WIPRO, klasy II o średnicy Dz= 1470mm, i wytrzymałości na nacisk siły 120kN/m

Odcinki boczne służące do podłączenia wpustów deszczowych i przyległych działek wykonać należy z rur PVC-U, o parametrach techniczno-wytrzymałościowych: klasa „S”, SDR34 – o połączeniach kielichowych z uszczelką gumową.

Zastosowano rury o średnicach 200x5,9mm, 250x7,3mm oraz 315x9,2mm.

Odcinki kanalizacji deszczowej w układzie technologicznym pompowni, przyjęto na wykonanie z rur typu GRP o średnicach DN 1000 (de 1026), DN 700 (de 718) mm o SN 10000.

Odcinek kanalizacji deszczowej przekraczający tory kolejowe, wykonany zostanie przewiertem poziomym z wykorzystaniem rury typu GRP DN 450 (de 478) mm SN 10000, w której umieszczona zostanie (z wykorzystaniem płóz dystansowych typu „L” o wysokości h= 24mm) rura przewodowa z PE100 o średnicy 400x12,4 mm.

Materiały do budowy kanalizacji deszczowej muszą posiadać europejski certyfikat zgodności „CE” lub, w przypadku pochodzenia z krajów nie należących do Unii Europejskiej, znak bezpieczeństwa „B”.

Studnie rewizyjne - betonowe:

Na kanałach deszczowych, zastosowano studnie betonowe włączkowe o średnicy wewnętrznej DN/ID: 1200mm, 1500mm, 2000mm i 2500mm z kręgów betonowych, jako: wykonane z betonu wibroprasowanego klasy C35/45, wodoszczelnego W8, o nasiąkliwości do 5%, mrozoodpornego F-150, łączone za pomocą uszczelki gumowych odporne w zakresie temperatur -30°C do +80°C oraz w zakresie pH od 5 do 9. Studnie spełniać powinny wymagania PN-88-B-06250 i PN-EN 1917.

Pierścienie odcciążające stosować dla studni zlokalizowanych w nawierzchni drogowej.

W części dennej studni, fabrycznie (wyprofilowana zostanie kineta) oraz nawiercone otwory do osadzania króćców podłączeniowych. Część denną umieścić na fundamencie z suchego betonu gr. 15cm.

Część denna i kręgi pośrednie wyposażone będą fabrycznie w stopnie złączowe (dla studni o komorze roboczej o wysokości powyżej 1m). Studnia zakończona będzie pokrywą przystosowaną do wążów kanałowych $\varnothing 600\text{mm}$ z otworem umieszczonym bezpośrednio nad stopniami złączowymi.

Jako zwieńczenie studni zastosować wążы kanałowe okrągłe o prześwicie 600mm – klasy:

- D400 (na obciążenie 40t zgodnie z PN-EN 124), wysokość korpusu min. 100mm, prześwit $\geq 600\text{mm}$. Wentylowane, z wypełnieniem betonowym, wkładką gumową i zabezpieczeniem przed obrotem. Wążы klasy D400 zastosować dla studni zlokalizowanych w nawierzchniach drogowych.

- B125 (na obciążenie 12,5t zgodnie z PN-EN 124), wysokość korpusu min. 80mm, prześwit $\geq 600\text{mm}$. Wentylowane, z wypełnieniem betonowym, wkładką gumową i zabezpieczeniem przed obrotem. Wążы klasy B125 zastosować dla studni zlokalizowanych w terenach zielonych, chodnikach i ścieżkach rowerowych.

Włączenia przewodów deszczowych do studni wykonać (fabrycznie) przy pomocy króćców dostudziennych jako typowe, szczelne, uniemożliwiające infiltrację wody gruntowej i eksfiltrację wód deszczowych do gruntu.

Powierzchnię zewnętrzną studni zaizolować przeciwwilgociowo i przeciwkorozyjnie odpowiednimi materiałami izolacyjnymi specjalistycznymi, lub zastosować studnie posiadające „Oświadczenie (producenta) o braku konieczności stosowania powłok ochronnych”.

Należy zastosować studnie posiadające aprobaty techniczne dopuszczające do stosowania w sieciach kanalizacyjnych i pasach drogowych wydane przez ITB oraz IBDiM.

W projekcie i kosztorysie branży drogowej uwzględniono:

1. Wymianę na istniejących studniach kanalizacyjnych, zlokalizowanych w przebudowywanym pasie drogowym wążów kanalizacyjnych na wążы z pokrywą z wypełnieniem betonowym, wkładką gumową i zabezpieczeniem przed obrotem dla kanalizacji sanitarnej oraz wążы żeliwne, wentylowane z wypełnieniem betonowym, z wkładką gumową i zabezpieczeniem przed obrotem dla kanalizacji deszczowej, klasa wążów dobrana zgodnie z normą PN-EN 124:2000.
2. Wymianę skrzynek ulicznych na armaturze wodociągowej na skrzynki z tworzywa sztucznego z pokrywą żeliwną.
3. Przy dostosowywaniu istniejącej infrastruktury wod.-kan. do projektowanej niwelety przebudowywanego pasa drogowego, stosowanie:
 - przy regulacji wążów pierścienie wyrównawcze wykonane z tworzyw sztucznych,
 - płyty nastudziennych osadzonych na pierścieniach odciążających (zgodnie z pismem ZDM Koszalin, znak: TIT/0710-37/05 z dnia 03.06.2005r.) na istniejących w pasach jezdni studniach kanalizacyjnych,
 - przy niwelacji studni przewidziano wymianę uszkodzonych warstw cegieł na istniejących studniach.

Studnie PVC/PP 425mm:

Zaprojektowane studzienki z tworzywa sztucznego składać się będą z następujących podstawowych elementów:

- kinety z PP z uezbrowaniem wzmacniającym $\varnothing 425\text{mm}$,
- rury trzonowej $\varnothing 425$ z PP, korugowanej, jednowarstwowej,
- rury teleskopowej PVC $\varnothing 425$, gładkiej,
- wążу żeliwnego $\varnothing 425$, dwóch uszczelk 425mm.

Kanały podłączać do kinety przy pomocy uszczelki gumowej (bosy koniec rury z nałożoną uszczelką – kineta), bądź gdy włączenie ma miejsce powyżej kinety studni poprzez wkładkę „in situ” z uszczelką gumową. W razie potrzeby zastosować przeguby kulowe $\pm 7,5^\circ$.

Należy zastosować studnie posiadające aprobaty techniczne dopuszczające do stosowania w sieciach kanalizacyjnych wydane przez COBRI „Instal” w Warszawie, oraz dopuszczenie do stosowania w pasie drogowym – aprobata techniczna IBDiM w Warszawie. Część denną umieścić na podsypce piaskowej gr. 15 cm.

Wpusty deszczowe:

Wpusty deszczowe projektuje się z wykorzystaniem prefabrykowanej betonowej podstawy wpustu Dn500 o klasie wytrzymałości na zgniatanie >30kN/m o średnicy zewnętrznej 640mm.

Wysokość prefabrykowanej podstawy wpustu dobierać tak aby powstały osadnik posiadał głębokość min. 0,5m. Studnie zaprojektowano zgodnie z PN-EN 1917:2004, jako mrozoodporne prefabrykaty o klasie wytrzymałości min. C35/45 i nasiąkliwości max 6%. Prefabrykowaną podstawę wpustu umieścić na fundamencie z suchego betonu gr. 10cm.

Zastosowano żeliwne zwieńczenia wpustów deszczowych, uchylne, zatraskowe z kotnierzem, klasy D400 - typu: jezdniowego oraz nasady krawężnikowo-jezdniowe klasy D400, osadzone na płycie pokrywowej $\varnothing 480/\varnothing 720$ mm o wysokości $h=60$ mm i pierścieniu odciążającym $\varnothing 500/\varnothing 1100$ mm $h=300$ mm. Zastosować zwieńczenia krawężnikowo-jezdniowe o wysokości bocznej części napływowej $h=15$ cm, pozwalające na pionowe i poziome zlicowanie nasady z krawężnikiem drogowym i ściekiem przykrawężnikowym.

Wpusty posiadające nasadę jezdniową (oznaczone w nazwie punktu dużą literą „W”) : Wd.14, Wd.20, Wd.52, Wd.54, Wd.66, Wd.67, Wd.94, Wd.95, Wd.96, Wd.97, Wd.101, Wd.122, Wd.138, Wd.139 – (14 szt.). Pozostałe wpusty wykonać jako krawężnikowo-jezdniowe (131 szt.) (mała litera „w” w nazwie punktu).

UWAGA: rzędne projektowanych włączów studni oraz zwieńczeń wpustów deszczowych, dostosować do docelowych rzędnych nawierzchni jezdni.

Włączenia przewodów kanalizacyjnych do studni istniejących wykonać jako typowe, szczelne, uniemożliwiające infiltrację wody gruntowej i eksfiltrację ścieków poprzez zastosowanie tulei przejściowej, wmontowanej w otwór wycięty specjalistycznym sprzętem.

Separatory, osadniki:

- Ścieki deszczowe odprowadzane do przepompowni oczyszczone zostaną z zastosowaniem układu podczyszczającego składającego się z **osadnika wirowego EOW-1 480/4800 S i separatora lamelowego 480/4800 (Z) S** o następujących parametrach:

Osadnik wirowy:

- średnica wewnętrzna zbiornika Dow: 5600 mm
- przepustowość nominalna osadnika: 480 dm³/s
- przepustowość maksymalna: 4800 dm³/s
- pojemność magazynowania osadu: 76230 dm³

Skuteczność zatrzymywania zawiesiny w dobranym osadniku wirowym EOW-1 480/4800 S dla przepływu **Q_{nom} = 478 dm³/s** wynosi 80% (względem zawiesiny ogólnej o założonym składzie frakcyjnym). **Stopień oczyszczania zawiesin spełnia wymogi zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 r. (Dz. U. z 2014 poz. 1800).**

Separator lamelowy:

- średnica wewnętrzna korpusu separatora Dow: 7000/4600 mm
- przepustowość nominalna separatora: 480 dm³/s
- przepustowość maksymalna: 4800 dm³/s
- górne zamknięcie komory wylotowej separatora chroniące przed wtórnym zanieczyszczeniem ścieków

Skuteczność usuwania substancji ropopochodnych przy przepływie obliczeniowym ze zlewni wyniesie ~99%. **Stopień oczyszczania substancji ropopochodnych spełnia wymogi zgodne z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 r. (Dz. U. z 2014 poz. 1800).**

- Ścieki deszczowe odprowadzane grawitacyjnie do zbiornika retencyjnego „1” oczyszczone zostaną z zastosowaniem układu podczyszczającego składającego się z **osadnika wirowego EOW-1 380/3800 S i separatora lamelowego 380/3800 S** o następujących parametrach:

Osadnik wirowy:

- średnica wewnętrzna zbiornika Dow: 5600 mm
- przepustowość nominalna osadnika: 380 dm³/s
- przepustowość maksymalna: 3800 dm³/s
- pojemność magazynowania osadu: 59730 dm³

Skuteczność zatrzymywania zawiesiny w dobranym osadniku wirowym EOW-1 480/4800 S dla przepływu **Q_{nom} = 367 dm³/s** wynosi >80% (względem zawiesiny ogólnej o założonym składzie frakcyjnym). **Stopień oczyszczania zawiesin spełnia wymogi zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 r. (Dz. U. z 2014 poz. 1800).**

Separator lamelowy:

- średnica wewnętrzna korpusu separatora Dow: 6000/4600 mm
- przepustowość nominalna separatora: 380 dm³/s
- przepustowość maksymalna: 3800 dm³/s
- górne zamknięcie komory wylotowej separatora chroniące przed wtórnym zanieczyszczeniem ścieków

Skuteczność usuwania substancji ropopochodnych przy przepływie obliczeniowym ze zlewni wyniesie >99%. **Stopień oczyszczania substancji ropopochodnych spełnia wymogi zgodne z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 18.11.2014 r. (Dz. U. z 2014 poz. 1800).**

Zaprojektowane urządzenia w układzie podczyszczającym nie posiadają wewnętrznego kanału odciążającego (by-passu); oznacza to, że wszystkie ścieki wpływające do urządzeń oczyszczających ulegają podczyszczaniu w układzie separacji. Jednocześnie zaprojektowane rozwiązanie zapewnia bezpieczeństwo dla zdeponowanych wcześniej zanieczyszczeń do swojej maksymalnej przepustowości hydraulicznej wynoszącej 4800 dm³/s bez ryzyka wyptukania depozytów.

Korpusy urządzeń wykonywane w formie zbiorników wykonywanych zgodnie z aprobatą techniczną ITB:

- klasa wytrzymałości betonu (wg PN-EN 206:2014-04): C35/40
- klasa ekspozycji betonu (wg PN-EN 206:2014-04): SC4, XA1, XF1, XD2, XS1
- nasiąkliwość betonu (wg PN-88/B-06250): <5%
- stopień wodoprzepuszczalności betonu (wg PN-88/B-06250): W8
- stopień mrozoodporności betonu w wodzie (wg PN-88/B-06250): F150
- stopień mrozoodporności betonu w 2% NaCl (wg PN-88/B-06250): F50
- wskaźnik w/c (wg PN-EN 206:2014-04): ≤0,45
- zbrojenie ze stali AIII/AIIIN

Przepompownia deszczowa:

W zakresie sieci deszczowej projektuje się pompownię dwuzbiornikową o wydajności 2x710 dm³/s z dwoma odrębnymi przewodami tłoczonymi (działka ewid. 26/7 z obrębem 0024 – teren 94E,K).

Na podstawie niniejszego opracowania wybudowana zostanie pompownia P.D. etap I oraz zbiornik pompowni P.D. etap II. Wyposażenie wewnętrzne pompowni z etapu II (identycznie jak pompownia w etapie I) dobudowane zostaną w momencie gdy wystąpi taka konieczność).

Tłoczone ścieki deszczowe odprowadzone zostaną do proj. zbiornika retencyjnego „I”. Przed zbiornikiem projektuje się dwie studnie rozprężne, betonowe o DN/ID 3000 mm. Odprowadzenie grawitacyjne ścieków ze studni rozprężnych wykonane zostanie z użyciem rur żelbetonowych Dn 1000mm.

Teren pompowni deszczowej ogrodzony będzie systemowym ogrodzeniem z siatki wzmocnionej, tłoczzonej, powlekanej tworzywem PVC na systemowych fundamentach prefabrykowanych jw. wrota przesuwne, automatyczne, sterowane pilotem. Dodatkowo ogrodzenie i teren przepompowni będzie zabezpieczony przed nieuprawnionym dostępem osób postronnych (w tym kradzież) z automatycznym powiadamianiem o takim zdarzeniu firmy zajmującej się ochronę tychże obiektów. Prace z tym związane zostaną zrealizowane przez tą firmę ochraniarską.

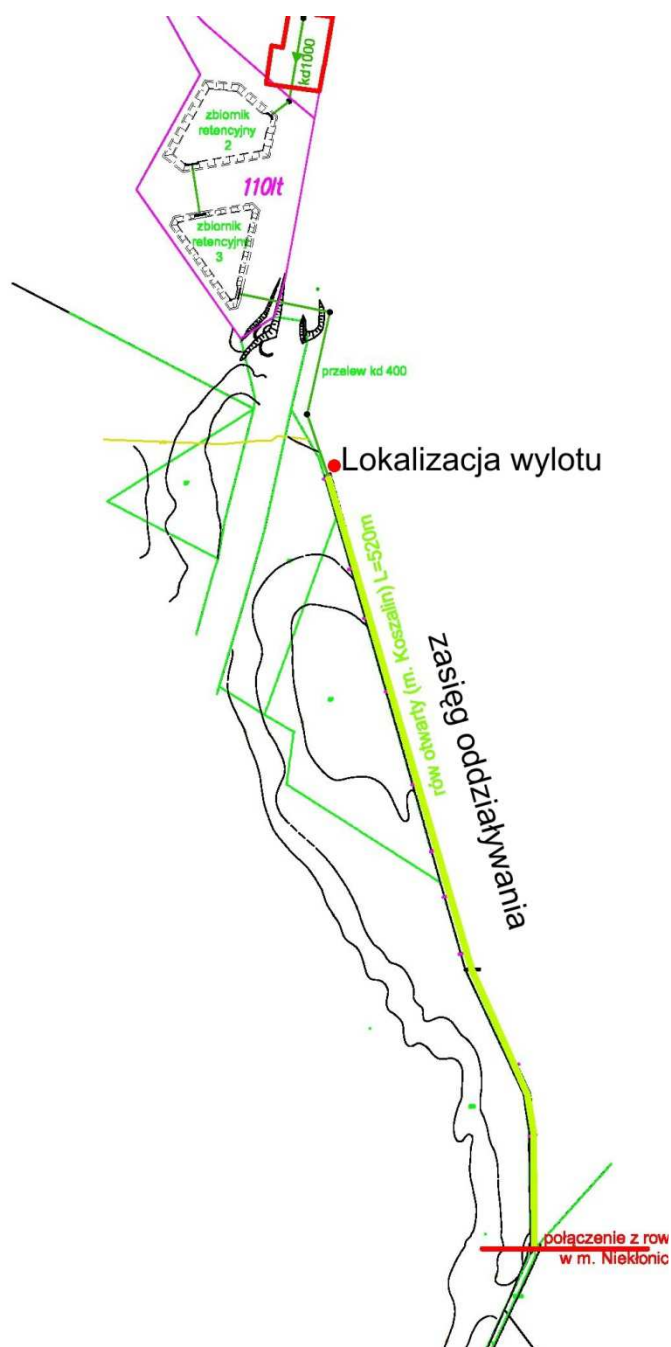
Renowacja – odbudowa rowu, wylot.

Odbiornikiem dla wód deszczowych z układu zbiorników retencyjnych będzie istniejący rów niemelioracyjny na działce ewid. nr 65 z obr. 0049, poddany gruntownej renowacji – odbudowie. W zakresie opracowania zawarto odbudowę istn. rowu na całej jego długości w granicach miasta Koszalin, t.j. na odcinku około 520m.

Parametry rowu – po modernizacji:

- przekrój trapezowy
- głębokość średnia ca 0,7m
- szerokość dna 0,4m
- nachylenie skarp 1:1,5
- spadek podłużny 0,002
- dno (w całości) i skarpy (w części) umocnione zostaną płytami betonowymi ażurowymi o wym. 60x40x8cm na podsypce piaskowej z wypełnieniem żwirem 2/16 mm
- szczegóły konstrukcyjne w projekcie wykonawczym

Wylot wód deszczowych do w/w rowu wykonany zostanie z użyciem betonowych elementów prefabrykowanych „ściankowe zakończenie przepustu (KPED 03.95)”, dla średnicy rury Dn 400mm. Rzędna dna rury na wylocie 37,40 m n.p.m. – rzędna dna rowu na wylocie 37,35 m n.p.m..



Zbiorniki retencyjne:

Charakterystyka zbiorników:

- zbiornik retencyjny wód deszczowych „1” – teren elementarny 6IT, zbiornik gruntowy „szczelny”, rzędna dna $\approx 37,00$ m n.p.m., rzędna dna odpływu (fi 400mm) 38,55m n.p.m., rzędna skarpy brzegowej $\approx 41,00-42,00$ m n.p.m., powierzchnia dna zbiornika $\approx 7.650,0\text{m}^2$, wysokość robocza (bez retencji kanałowej) $\approx 1,55$ m, pojemność robocza $\approx 12.500,0\text{ m}^3$

- zbiornik retencyjny wód deszczowych „2” – teren elementarny 9IT, zbiornik gruntowy „szczelny”, rzędna dna $\approx 36,50$ m n.p.m., rzędna dna odpływu (fi 800mm – połączenie ze zbiornikiem „3”) 36,53m n.p.m., rzędna skarpy brzegowej $\approx 39,90$ m n.p.m., powierzchnia dna zbiornika $\approx 1.800,0\text{m}^2$, wysokość robocza (bez retencji kanałowej) $\approx 1,20$ m, pojemność robocza $\approx 2.300,0\text{ m}^3$

- zbiornik retencyjny wód deszczowych „3” – teren elementarny 9IT, zbiornik gruntowy „szczelny”, rzędna dna $\approx 36,50$ m n.p.m., rzędna dna odpływu (fi 400mm) 37,74m n.p.m., rzędna skarpy brzegowej $\approx 39,50$ m n.p.m., powierzchnia dna zbiornika $\approx 1.300,0\text{m}^2$, wysokość robocza (bez retencji kanałowej) $\approx 1,20$ m, pojemność robocza $\approx 1.600,0\text{ m}^3$

Szczegóły realizacyjno-konstrukcyjne zbiorników w projekcie wykonawczym.

6.2. Kanalizacja deszczowa – tłoczna

Trasa i miejsce włączenia:

W zakresie niniejszej inwestycji projektuje się budowę kanalizacji deszczowej tłocznej, w układzie dwururowym. Projektowane przewody tłoczne odprowadzają ścieki deszczowe z przepompowni do zbiornika retencyjnego „1” (projekt technologii przepompowni ścieków stanowi odrębny tom opracowania projektowego).

Tłoczone ścieki deszczowe odprowadzone zostaną do proj. zbiornika retencyjnego „1”. Przed zbiornikiem projektuje się dwie studnie rozprężne, betonowe o DN/ID 3000mm. Odprowadzenie grawitacyjne ścieków ze studni rozprężnych wykonane zostanie z użyciem rur żelbetonowych Dn 1000mm.

Lokalizacja projektowanych odcinków kanalizacji deszczowej ukazana została na załączonym do niniejszego opracowania Projekcie Zagospodarowania Terenu w skali 1:500.

Przewody rurowe:

Nowoprojektowany układ sieci tłocznej kanalizacji deszczowej przyjęto na wykonanie z rur PE100, SDR17, PN10 – o średnicy: 630x37,4mm.

Przepompownie:

Projektowany układ sieci grawitacyjnych obejmuje 3 odrębne zlewnie, doprowadzające zebrane ścieki do 3 projektowanych przepompowni.

Ps.1 – o wydajności obliczeniowej $q = 2,46\text{ dm}^3/\text{s}$, zbiornik DN/ID 1500mm (działka ewid. 26/7 z obrębu 0024 – teren 86E,K)

Ps.2 – o wydajności obliczeniowej $q = 10,04\text{ dm}^3/\text{s}$, zbiornik DN/ID 1500mm (działka ewid. 26/5 z obrębu 0024 – teren 90E,K)

Ps.3 – o wydajności obliczeniowej $q = 26,97\text{ dm}^3/\text{s}$, zbiornik DN/ID 2000mm (działka ewid. 26/7 z obrębu 0024 – teren 94E,K)

Dodatkowo w zakresie niniejszego opracowania ujęto także modernizację istn. pompowni w ul. Szczecińskiej. Zakres modernizacji, polega na wymianie pomp o wydajności **14,0 dm³/s** (przewidywany dopływ ścieków z posesji na ulicy Szczecińskiej) na pompy o wydajności **41,0 dm³/s** (14"Szczecińska"+27"niniejszy P.B."). W celu zapewnienia odpowiedniej wymaganej objętości retencyjnej pompowni, wymieniony zostanie zbiornik pompowni o średnicy wewn. 1500mm, na nowy o średnicy wewn. 2000mm. Automatyka, sterowanie, orurowanie wewnętrzne pompowni i inne wyposażenie techniczne, dostosowane zostanie do nowych pomp.

Rurociąg tłoczny o średn. 160mm jest wystarczający i nie podlega wymianie / modernizacji. Szczegóły techniczne i technologiczne modernizacji pompowni istniejącej zawarto w projekcie wykonawczym omawianego zagadnienia.

6.3. Sieć wodociągowa

Trasa i miejsce włączenia:

W zakresie niniejszej inwestycji projektuje się układ sieci wodociągowej wraz z odejściami do działek i hydrantów p.poż., połączony z sieciami istniejącymi w punktach oznaczonych na PZT jako:

- „w.1” – włączenie proj. w315 z rur PE 100 315x18,7mm do istn. wodociągu w400 z rur żeliwnych sfero., w pasie drogowym o symbolu 01 KDL,łt. Włączenie to wykonano z użyciem kołnierzonego trójnika żeliwnego 400/300/400, a na odejściu proj. w315 ulokowano zasuwę kołnierzową E2 o średnicy DN 300mm;

- „w.58” i „w.147” – włączenie proj. w160 z rur PE100 160x9,5mm do istn. wodociągu w150 z rur PE, w pasie drogowym o symbolu 3KDL. Włączenia te wykonano z użyciem kolana PE i zgrzewu doczołowego, a na odejściu proj. w160 ulokowano zasuwę E2 Dn 150mm z końcówkami PE100 dn 160mm do zgrzewania;

- „w.153” - włączenie proj. w160 z rur PE100 160x9,5mm do istn. wodociągu w125 z rur PE, w pasie drogowym ulicy Szczecińskiej. Włączenie to wykonano z użyciem zwężki PE 160/125mm, kolana PE i zgrzewu doczołowego, a na odejściu proj. w160 ulokowano zasuwę E2 Dn 150mm z końcówkami PE100 dn 160mm do zgrzewania.

Lokalizacja projektowanych odcinków sieci wodociągowej i hydrantów p.poż. ukazana została na załączonym do niniejszego opracowania Projekcie Zagospodarowania Terenu w skali 1:500.

Przewody rurowe:

Nowoprojektowany układ sieci wodociągowej przyjęto na wykonanie z rur PE100, SDR17, PN10 – o średnicach: 50x3,0mm, 63x3,8mm, 90x5,4mm, 110x6,6mm, 125x7,4mm, 160x9,5mm, 225x13,4mm i 315x18,7mm.

Armatura wodociągowa:

W niniejszym opracowaniu przyjęto zastosować:

- hydranty nadziemne o średnicy Dn80 PN10, sztywne z przyłączem kołnierzowym. Kolumna hydranty ze stali nierdzewnej, stopu aluminium lub żeliwa min. GGG400, pełnym zabezpieczeniem antykorozyjnym wykonanym fabrycznie powłokami z żywic epoksydowych (min. grubość warstwy 250µm). Wszystkie części wewnętrzne wykonane z materiałów odpornych na korozję.

Hydranty poprzedzić zasuwą Dn80mm z końcówkami PE do zgrzewania. Szczegółowe ich usytuowanie przedstawiono w części graficznej niniejszego opracowania, na mapie sył.-wys. w skali 1:500.

- zasuwę wodociągową: zastosowano zasuwę z pełnym przelotem, z żeliwa sferoidalnego (min. GGG400) z króćcami PE (dla rur PE), z klinem wygumowanym, pełnym zabezpieczeniem antykorozyjnym wykonanym fabrycznie powłokami z żywic epoksydowych (min. grubość warstwy 250µm).

Wrzeczona zasuwę wykonać w obudowie teleskopowej z tworzywa sztucznego ze skrzynką uliczną na poziomie terenu (obudowa HDPE, dekiel z żeliwa).

Budowę sieci wodociągowej zaprojektowano z rur tworzywowych termozgrzewalnych z polietylenu (PE) łączonych za pomocą zgrzewania doczołowego. Taka technologia łączenia rur pozwala na rezygnację z budowy bloków oporowych na zmianach kierunku trasy projektowanego wodociągu, jak również umożliwia wykonywanie kształtek segmentowych, dostosowanych do występującego zapotrzebowania. Należy zwrócić szczególną uwagę, aby nie przekroczyć minimalnego promienia wygięcia rur, podanego przez producenta zastosowanych rurociągów, a zależnego także od średnicy, rodzaju rur i temperatury otoczenia podczas wyginania.

6.4. Kanalizacja sanitarna - grawitacyjna

Trasa i miejsce włączenia:

W zakresie niniejszej inwestycji projektuje się budowę układu kanalizacji sanitarnej o układzie grawitacyjno – tłocznym. Sieć kanalizacji sanitarnej w układzie grawitacyjnym, posiada wyprowadzenia boczne do każdej planowanej działki na terenie inwestycji.

Projektowany układ sieci grawitacyjnych obejmuje 3 odrębne zlewnie, doprowadzające zebrane ścieki do 3 projektowanych przepompowni. (projekt technologii przepompowni ścieków stanowi odrębny tom opracowania projektowego).

Lokalizacja projektowanych odcinków kanalizacji sanitarnej i odejść bocznych do poszczególnych działek ukazana została na załączonym do niniejszego opracowania Projekcie Zagospodarowania Terenu w skali 1:500.

Kanały rurowe:

Zastosowano rury kamionkowe kielichowe glazurowane produkowane zgodnie z normą PN EN 295 oraz posiadające następujące wartości poza normowe, dopuszczające do stosowania w ciągach komunikacyjnych:

- wodoszczelność połączeń - woda 2,4 bar w czasie 15 min – zgodnie z ATV – DVWK-A 142, Pkt 3.1.
- wytrzymałość na zmęczenie pod obciążeniem zmiennym 2,5-10kN (maks. częstotliwość 12 Hz), ilość cykli ($6,4 \times 10^4$) po nasączeniu w: paliwie i środku odladzającym- zgodnie z PN-EN 295-3
- odporność na cykle termiczne (4 godzinny cykl zamrażania i odmrażania w temp. od -18 °C do +18 °C) po nasączeniu w: paliwie i środku odladzającym - zgodnie z PB/TB-1/23:2005.
- rezystancja elektrostatyczna - zgodnie z PN EN ISO 8031:1998 dla obiektów petrochemicznych
- niepalność - reakcja na ogień w kanałach grawitacyjnych - zgodnie z PN EN 13501-1:2008.

Potwierdzone Aprobatą Techniczną np. IBDiM.

Dla budowy rozpatrywanej inwestycji przyjęto do zastosowania rury:

- DN 200mm (Dw 200 ±5mm, Dz 242 ±5mm), w odcinkach jednostkowych o długości L= 2500 mm, klasy 200 i wytrzymałości 40 kN/m, systemu C, rura kamionkowa kielichowa, glazurowana z uszczelką S,
- DN 250mm (Dw 250 ±6mm, Dz 299 ±6mm), w odcinkach jednostkowych o długości L= 2000 i 2500 mm, klasy 160 i wytrzymałości 40 kN/m, systemu C, rura kamionkowa kielichowa, glazurowana z uszczelką S i/lub K.

W załączeniu do dokumentacji przedstawiono obliczenia statyczne – wytrzymałościowe kanałów uwzględniające warunki gruntowe i wodne występujące w terenie inwestycji.

Materiały do budowy kanalizacji sanitarnej muszą posiadać europejski certyfikat zgodności „CE” lub, w przypadku pochodzenia z krajów nie należących do Unii Europejskiej, znak bezpieczeństwa „B”.

Studnie rewizyjne - betonowe:

Na kanałach sanitarnych, zastosowano studnie betonowe włączowe o średnicy wewnętrznej DN/ID: Dn 1200mm z kręgów betonowych, jako: wykonane z betonu wibroprasowanego klasy C35/45, wodoszczelnego W8, o nasiąkliwości do 5%, mrozoodpornego F-150, łączonych za pomocą uszczelki gumowych odpornych w zakresie temperatur -30°C do +80°C oraz w zakresie pH od 5 do 9. Studnie spełniać powinny wymagania PN-88-B-06250 i PN-EN 1917.

Pierścienie odcciążające stosować dla studni zlokalizowanych w nawierzchni drogowej.

W części dennej studni, fabrycznie (wyprofilowana zostanie kineta) oraz nawiercone otwory do osadzania króćców podłączeniowych. Część denną umieścić na fundamencie z suchego betonu gr. 10cm.

Część denna i kręgi pośrednie wyposażone będą fabrycznie w stopnie złączowe (dla studni o komorze roboczej o wysokości powyżej 1m). Studnia zakończona będzie pokrywą przystosowaną do włązów kanałowych $\varnothing 600\text{mm}$ z otworem umieszczonym bezpośrednio nad stopniami złączowymi.

Jako zwieńczenie studni zastosować włązy kanałowe okrągłe o prześwicie 600mm – klasy:

- D400 (na obciążenie 40t zgodnie z PN-EN 124), wysokość korpusu min. 100mm, prześwit $\geq 600\text{mm}$. Z wypełnieniem betonowym, wkładką gumową i zabezpieczeniem przed obrotem. Włązy klasy D400 zastosować dla studni zlokalizowanych w nawierzchniach drogowych.

- B125 (na obciążenie 12,5t zgodnie z PN-EN 124), wysokość korpusu min. 80mm, prześwit $\geq 600\text{mm}$. Z wypełnieniem betonowym, wkładką gumową i zabezpieczeniem przed obrotem. Włązy klasy B125 zastosować dla studni zlokalizowanych w terenach zielonych, chodnikach i ścieżkach rowerowych.

Włączenia przewodów sanitarnych do studni wykonać (fabrycznie) przy pomocy króćców dostudziennych jako typowe, szczelne, uniemożliwiające infiltrację wody gruntowej i eksfiltrację wód deszczowych do gruntu.

Powierzchnię zewnętrzną studni zaizolować przeciwwilgociowo i przeciwkorozyjnie odpowiednimi materiałami izolacyjnymi specjalistycznymi, lub zastosować studnie posiadające „Oświadczenie (producenta) o braku konieczności stosowania powłok ochronnych”.

Należy zastosować studnie posiadające aprobaty techniczne dopuszczające do stosowania w sieciach kanalizacyjnych i pasach drogowych wydane przez ITB i/lub IBDiM.

W projekcie i kosztorysie branży drogowej uwzględniono:

1. Wymianę na istniejących studniach kanalizacyjnych, zlokalizowanych w przebudowywanym pasie drogowym włązów kanalizacyjnych na włązy z pokrywą z wypełnieniem betonowym, wkładką gumową i zabezpieczeniem przed obrotem dla kanalizacji sanitarnej oraz włązy żeliwne, wentylowane z wypełnieniem betonowym, z wkładką gumową i zabezpieczeniem przed obrotem dla kanalizacji deszczowej, klasa włązów dobrana zgodnie z normą PN-EN 124:2000.

2. Wymianę skrzynek ulicznych na armaturze wodociągowej na skrzynki z tworzywa sztucznego z pokrywą żeliwną.

3. Przy dostosowywaniu istniejącej infrastruktury wod.-kan. do projektowanej niwelety przebudowywanego pasa drogowego, stosowanie:

- przy regulacji włązów pierścienie wyrównawcze wykonane z tworzyw sztucznych,

- płyt nastudziennych osadzonych na pierścieniach odciążających (zgodnie z pismem ZDM Koszalin, znak: TIT/0710-37/05 z dnia 03.06.2005r.) na istniejących w pasach jezdni studniach kanalizacyjnych,

- przy niwelacji studni przewidziano wymianę uszkodzonych warstw cegieł na istniejących studniach.

6.5. Kanalizacja sanitarna - tłoczna

Trasa i miejsce włączenia:

W zakresie niniejszej inwestycji projektuje się budowę układu kanalizacji sanitarnej o układzie tłocznym, łączącym ze sobą 3 projektowane przepompownie ścieków (projekt technologii przepompowni ścieków stanowi odrębny tom opracowania projektowego).

Tłoczone ścieki sanitarne odprowadzone zostaną do istn. kanału ks315 (studnia oznaczona jako 42,73/38,48) w ul. Szczecińskiej. Włączenie rurą PVC-U Dn 400 do istn. sieci kanalizacyjnej poprzedzone zostanie projektowaną studnią rozprężną DN/ID 1500mm.

Lokalizacja projektowanych odcinków kanalizacji sanitarnej ukazana została na załączonym do niniejszego opracowania Projekcie Zagospodarowania Terenu w skali 1:500.

Przewody rurowe:

Nowoprojektowany układ sieci tłocznej kanalizacji sanitarnej przyjęto na wykonanie z rur PE100, SDR17, PN10 – o średnicach: 90x5,4mm i 160x9,5mm.

7.0. ROBOTY ZIEMNE

Dla odcinków wykonywanych metodą wykopu otwartego, przyjęto wykopy wąskoprzestrzenne o ścianach pionowych, umocnione w razie potrzeby pełnym szalowaniem. Rodzaj umocnienia pozostawia się do wyboru Wykonawcy robót (pamiętać o wymaganiach BHP!).

Drabiny umożliwiające wyjście (zejście) z wykopu zamontować z chwilą osiągnięcia głębokości większej niż 1,0m. Odległość pomiędzy drabinami nie powinna przekraczać 20m.

Ziemię wydobywaną na odkład, w celu zapewnienia możliwości przejścia wzdłuż wykopu, należy składować w odległości 1,0 m od jego krawędzi. Przejście powinno być stale oczyszczane.

Dla sieci wodociągowej po zasypaniu 0,30m nad przewodem ułożyć taśmę lokalizacyjną koloru niebieskiego z napisem "WODOCIĄG", o szerokości pasa 200 mm z zatopioną wkładką metalową. Końcówki taśmy wyprowadzić do skrzynek zasuw i hydrantów.

Lokalizację armatury oraz charakterystycznych punktów przebiegu trasy sieci wodociągowej oznaczyć tabliczkami informacyjnymi na słupkach stalowych, zgodnie z wymaganiami PN-86/B-09700: „Tablice orientacyjne do oznaczania uzbrojenia na przewodach wodociągowych”.

W miejscach zamontowania studni stabilizację gruntu wykonywać równomiernie na całym obwodzie (na szerokości 0,5m od ścianek studzienek) ubijając warstwami 30cm w wykopie szalunkowym. Szczególną uwagę zwrócić na zagęszczenie wykopu wokół złącz kaskady.

Wymagane wskaźniki zagęszczenia zasypki wykopów i przekopów:

- w jezdniach $I_s = 1,03$,
- inne nawierzchnie utwardzone z wyjątkiem jezdni $I_s = 1,00$,
- w trawnikach $I_s \text{ min } 0,97$.

Do zasypiania wykopów należy użyć gruntu niewysadzinowego G1 i zagęszczać warstwami max po 0,5m grubości, z każdorazowym badaniem wskaźnika zagęszczenia gruntu (I_s) dla każdej warstwy zgodnie z normą PN-S-022052 (Roboty ziemne).

Obudowę wykopu z elementów drewnianych, wyprasek stalowych lub rozpieranych elementów płytowych usuwać w miarę jego zasypywania. Obudowę z wbijanych elementów stalowych usuwać dopiero po całkowitym zasypaniu wykopu. Nadmiar ziemi z wykopu usunąć z placu budowy w miejsce wskazane przez Inwestora.

Roboty przy zbliżeniu do elementów uzbrojenia technicznego wykonywać ręcznie, z pełną ostrożnością i z właściwym zabezpieczeniem, stosując się do wszystkich zaleceń zawartych w uzgodnieniach branżowych i protokołu ZUDP.

Roboty ziemne należy prowadzić zgodnie z „Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót budowlano – montażowych” tom I, z polskimi normami PN-53/B-06584 i BN-83/8836-02 „Przewody podziemne – roboty ziemne. Wymagania i badania przy odbiorze”, PN-98/S-02205 „Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania” oraz zgodnie z warunkami BHP budownictwie specjalnym i opracowanymi SST.

Wymagania dla gruntu używanego na obsypkę i zasypkę rury i sposób wykonania robót:

- Materiał z wykopu stosowany jako osypka i zasypka powinien zapewnić osiągnięcie wymaganego stopnia zagęszczenia Proctora, dostosowanego do przewidywanego obciążenia.
- Należy unikać ściskania rur przez zbyt duże kamienie.
- Podłoże wykopu powinno być sztywne, umożliwiające prawidłową instalację rur.
- Należy unikać zasypywania gruntem powodującym powstanie niewypełnionych przestrzeni, dziur.
- Podłoże powinno zapewnić uzyskanie spadku rur, odpowiednie podparcie na długości.
- Nie należy stosować odpadów (np. asfaltu, drewna, złomu, butelek).

- Kanalizacja sanitarna grawitacyjna:

Przed przystąpieniem do montażu kanałów, należy dokonać odbioru technicznego wykopu i podłoża zgodnie z PN-92/B-10732, z uwzględnieniem wymagań stawianym dla kanałów z kamionki. Sposób podparcia rur zapewnić musi warunki przyjęte w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych przeprowadzonych dla niniejszej inwestycji. Obliczenia te zostały załączone do opracowania.

Przeliczenie STATYKI wykonano przy założeniu zabezpieczenia ścian wykopu: A2/B2 – zagęszczanie gruntu warstwami z kontrolą wskaźnika zagęszczania gruntu. Zabezpieczenie ścian wykopu wyciągane z jednoczesnym warstwowym zagęszczaniem.

Wynikający z obliczeń sposób ułożenia (posadowienia) rury przewidziany jest na: podbudowie piaszczystej lub żwirowej (gr. 20cm), z kątem posadowienia 90°.

Wypełnienie wykopu:

Obsypka gruntem G1 (piasek) - okolica rury do 25-30 cm ponad lico rury.

Zasyпка gruntem G1 (piasek) patrz obl. – wypełnienie wykopu.

Przeliczenie Statyki wykonano przy założeniu wykonania zagęszczenia 95% proktora. Z uwagi na fakt, iż rodzaj zabezpieczenia ścian wykopu ma duży wpływ na wyniki obliczeń STATYKI, należy każdorazowo dokonać przeliczenia w momencie, kiedy technologia zabezpieczenia ścian wykopu, zasypywania lub zagęszczania zostałaaby zmieniona. W przypadku, jeśli w trakcie robót ziemnych wystąpią istotne różnice w rodzaju gruntu w stosunku do tego, jaki został określony na podstawie danych przyjętych do obliczeń, należy każdorazowo dokonać przeliczenia.

Charakterystyka robót (przyjęta w części kosztorysowej opracowania):

Średnica rury	Szerokość wykopu	Grubość podsypki	Grubość nadsypki
PVC-U Dn 160	1,00 m	0,15 m	0,20 m
Kam. Dn 200	1,24 m	0,20 m	0,30 m
Kam. Dn 250	1,30 m	0,20 m	0,30 m

- Sieć wodociągowa:

Zastosowane rury z PE100, wymagają ułożenia podsypki piaskowej o grubości warstwy min. 15cm oraz obsypki (z nadsypką) piaskowej do wysokości 20cm nad lico rury. Rury układać należy na wyrównanym podłożu, jako zasypkę wykorzystać grunt z wykopu.

Charakterystyka robót (przyjęta w części kosztorysowej opracowania):

Średnica rury	Szerokość wykopu	Grubość podsypki	Grubość obsypki z nadsypką
PE100 dn 315 mm	1,10 m	0,20 m	0,25 m
PE100 dn 225mm	1,10 m	0,20 m	0,25 m
PE100 dn 160mm	1,05 m	0,20 m	0,20 m
PE100 dn 125mm	1,05 m	0,15 m	0,20 m
PE100 dn 110mm	1,05 m	0,15 m	0,20 m
PE100 dn 90 mm	1,00 m	0,15 m	0,20 m
PE100 dn 63mm	0,90 m	0,15 m	0,20 m
PE100 dn 50mm	0,90 m	0,15 m	0,20 m

- Przewody tłoczne kanalizacji sanitarnej i deszczowej:

Zastosowane rury z PE100, wymagają ułożenia podsypki piaskowej o grubości warstwy min. 15cm oraz obsypki (z nadsypką) piaskowej do wysokości 20cm nad lico rury. Rury układać należy na wyrównanym podłożu, jako zasypkę wykorzystać grunt z wykopu.

Charakterystyka robót (przyjęta w części kosztorysowej opracowania):

Średnica rury	Szerokość wykopu	Grubość podsypki	Grubość obsypki z nadsypką
PE100 dn 160mm	1,05 m	0,20 m	0,20 m
PE100 dn 90 mm	1,00 m	0,15 m	0,20 m
PE100 dn 630mm	1,70 m	0,20 m	0,25 m

- Kanalizacja deszczowa:

Przed przystąpieniem do montażu kanałów, należy dokonać odbioru technicznego wykopu i podłoża zgodnie z PN-92/B-10732, z uwzględnieniem wymagań stawianym dla kanałów z betonu. Sposób podparcia rur zapewnić musi warunki przyjęte w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych przeprowadzonych dla niniejszej inwestycji. Obliczenia te zostały załączone do opracowania.

Przeliczenie STATYKI wykonano przy założeniu zabezpieczenia ścian wykopu: A2/B2 – zagęszczanie gruntu warstwami z kontrolą wskaźnika zagęszczania gruntu. Zabezpieczenie ścian wykopu wyciągane z jednoczesnym warstwowym zagęszczaniem.

Wynikający z obliczeń sposób ułożenia (posadowienia) rury przewidziany jest na: podbudowie piaszczystej lub żwirowej (gr. 20cm), z kątem posadowienia 90°.

Wypełnienie wykopu:

Obsypka gruntem G1 (piasek) - okolica rury do 30 cm ponad lico rury.

Zasyпка gruntem G1 (piasek) patrz obl. – wypełnienie wykopu.

Przeliczenie Statyki wykonano przy założeniu wykonania zagęszczenia 95% proktora. Z uwagi na fakt, iż rodzaj zabezpieczenia ścian wykopu ma duży wpływ na wyniki obliczeń STATYKI, należy każdorazowo dokonać przeliczenia w momencie, kiedy technologia zabezpieczenia ścian wykopu, zasypywania lub zagęszczania zostałaaby zmieniona. W przypadku, jeśli w trakcie robót ziemnych wystąpią istotne różnice w rodzaju gruntu w stosunku do tego, jaki został określony na podstawie danych przyjętych do obliczeń, należy każdorazowo dokonać przeliczenia.

Zastosowane rury z PVC-U, wymagają ułożenia podsypki piaskowej o grubości warstwy min. 15cm oraz obsypki (nadsypki) piaskowej do wysokości 20-25cm nad lico rury. Rury układać należy na wyrównanym podłożu, jako zasypkę wykorzystać grunt z wykopu (jeśli odpowiada w/w wymaganiom).

Charakterystyka robót (przyjęta w części kosztorysowej opracowania):

Średnica rury	Szerokość wykopu	Grubość podsypki	Grubość nadsypki
PVC-U Dn 200	1,00 m	0,15 m	0,20 m
PVC-U Dn 250	1,05 m	0,15 m	0,25 m
PVC-U Dn 315	1,10 m	0,15 m	0,25 m
beton. Dn 300	1,44 m	0,20 m	0,25 m
beton. Dn 400	1,54 m	0,20 m	0,25 m
beton. Dn 500	1,65 m	0,25 m	0,25 m
beton. Dn 600	1,76 m	0,25 m	0,30 m
betob. Dn 800	1,98 m	0,25 m	0,30 m
żelbet. Dn 1000	2,24 m	0,25 m	0,30 m
żelbet. Dn 1200	2,47 m	0,25 m	0,30 m

8.0. ODWODNIENIE WYKOPÓW

Obniżenie poziomu zwierciadła wód gruntowych w wykopie powinno być dokonywane w wypadkach, gdy utrudnia ona lub uniemożliwia wykonanie wykopu oraz posadowienie rurociągu, studni. Obniżenie wód gruntowych powinno być tak wykonane aby ciśnienie sphywowe nie powodowało naruszenia struktury gruntu w podłożu realizowanego kanału. Poziom zwierciadła powinien być obniżony o co najmniej 0,5m poniżej dna wykopu, przy czym obniżenie musi obejmować okresy całodobowe ze względu na szkodliwe działanie wahań zwierciadła wody na strukturę gruntu.

Pomimo, że prace powinny być wykonywane, w miarę możliwości w okresie bezdeszczowym, wykop należy zabezpieczyć przed dopływem wód opadowych. Elementy zabezpieczające ściany wykopu muszą wystawać co najmniej 15cm ponad szczelnie przylegający teren a powierzchnia terenu powinna być wyprofilowana ze spadkiem umożliwiającym swobodny odpływ wody poza wykop.

Odwodnienie wykonać przed montażem rurociągów i studni w wykopie.

Roboty ziemne rozpocząć od najniższego do najwyższego punktu posadowienia sieci, w celu zapewnienia grawitacyjnego odpływu wody z wykopu w dół po jego dnie.

Odwodnienie wykonywać, w zależności od konfiguracji terenu i zagłębienia sieci, za pomocą:

- a) **pompy spalinowej** – w najniższym punkcie wykopu, przed wykonaniem podsypki i ułożeniem kanału; w miejscu posadowienia pompy wykop poszerzyć i wykonać komorę lub studzienkę odwadniającą;
- b) **systemu igłofiltrów** (drenaż wgłębny) – w przypadkach, gdy intensywny napływ wód gruntowych uniemożliwia wykonanie skutecznego odwodnienia powierzchniowego; podczas prac z wykorzystaniem igłofiltrów ściany wykopów zabezpieczyć stalową ścianką szczelną (z wykorzystaniem systemów obudowy szalunkowej typu „boks”), którą podczas zasypywania wykopów należy sukcesywnie usuwać;
- c) **beczkowozów** – niezależnie od wybranej metody wodę z odwodnień odprowadzać na nieużytki lub do rowów melioracyjnych.

9.0. ROBOTY MONTAŻOWE

Zadanie zrealizować ściśle wg zapisów P.W., SST oraz strony graficznej i kosztorysowej projektu. Montaż rurociągów, studni i pozostałych materiałów i urządzeń, wykonać ściśle z wytycznymi producenta zastosowanego systemu.

BUDOWA SIECI METODAMI BEZWYKOPOWYMI

Dla wykonania przejścia kanałem deszczowym pod torami kolejowymi wybrano wykorzystanie metody przewiertu sterowanego typu „poziomego”.

Technologia przewiertu oparta jest na zasadzie wykonania otworu i odpowiedniego poszerzenia jego średnicy, przy jednoczesnym wyprowadzeniu urobku za pomocą specjalnej płuczki wiertniczej, w celu wprowadzenia rury przewodowej.

Przewiert jest realizowany bez naruszenia nawierzchni terenu, obiektów i budowli naziemnych. Miejsca lokalizacji maszyn wiertniczych, place składowe odcinków rurowych i osprzętu wiertniczego, oraz miejsca wyprowadzania płuczki wiertniczej, zlokalizowane i uzgodnione z właścicielami terenu zostaną przez wykonawcę robót w dalszym etapie inwestycji (w/w zależne są od parku maszynowego wykonawcy, przyjętej technologii i harmonogramu wykonania robót).

10.0. PRÓBY SZCZELNOŚCI – INSPEKCA TELEWIZYJNA

Dla kanałów głównych grawitacyjnej sieci deszczowej i kanalizacji sanitarnej przed zasypaniem wykopów, przeprowadzić inspekcję kanału z wykorzystaniem kamery telewizyjnej; inspekcja ma na celu sprawdzenie prawidłowości wykonania poszczególnych połączeń oraz zbadania rzeczywistych wartości spadków przewodów. Należy spełnić wymagania w tym zakresie jakie postawi użytkownik/właściciel sieci deszczowej w miejscowości Koszalin.

Nagranie z przeprowadzonej inspekcji przedstawić należy przedstawicielowi Eksploatatora sieci deszczowej w Koszalinie i Inwestorowi, podczas odbioru końcowego inwestycji.

W celu sprawdzenia szczelności i wytrzymałości połączeń przewodu ciśnieniowego (wodociągowego i przewodów tłocznych) należy przeprowadzić próby szczelności wg PN-81/B-10725. Ciśnienie próbne powinno wynosić 1,5x ciśnienie robocze, lecz nie mniej niż 1,0 Mpa. Próby szczelności należy wykonywać dla kolejnych odbieranych odcinków przewodu, ale na żądanie inwestora lub użytkownika należy również przeprowadzić próbę szczelności całego przewodu. Zaleca się przeprowadzić próbę ciśnieniową hydrauliczną. Wyniki prób szczelności odcinka jak i całego przewodu powinny być ujęte w protokołach podpisanych przez przedstawicieli wykonawcy, nadzoru inwestycyjnego i użytkownika sieci.

Po uzyskaniu pozytywnych wyników próby szczelności należy przewód (wodociągowy) poddać płukaniu używając w tym celu czystej wody wodociągowej. Prędkość przepływu wody w przewodzie powinna umożliwić usunięcie wszystkich zanieczyszczeń mechanicznych występujących w przewodzie. Woda płuczka po zakończeniu płukania powinna być poddana badaniom fizykochemicznym i bakteriologicznym w jednostce badawczej do tego upoważnionej. Jeśli wyniki badań wskazują na potrzebę dezynfekcji przewodu, proces ten powinien być przeprowadzony przy użyciu roztworu PODCHLORYNU SODU w czasie 24 godzin przy stężeniu 2‰ tj. 1 litr podchlorynu sodu na 500 litrów wody w rurociągu. Po tym okresie kontaktu, pozostałość chloru w wodzie powinna wynosić np. 10 mgCl₂/dm³. Po zakończeniu dezynfekcji i spuszczeniu wody z przewodu należy ponownie go wypłukać. Wyniki badań i dopuszczenie do poboru wody muszą być udokumentowane protokołem sporządzonym przez uprawnioną jednostkę badawczą np. SANEPID i stanowią integralną część dokumentacji powykonawczej.

Wyliczenia ilości wody użytej do płukania.

- dla sieci wodociągowej:

Płukanie przeprowadzić zgodnie ze spadkiem rurociągu.

Minimalna ilość wody do płukania i dezynfekcji to 4-krotna objętość rurociągu.

/1 x płukanie wstępne(próba szczelności) + 1 x dezynfekcja + 2 x płukanie końcowe/

Dn 315 (dw 277,6), Dn 225 (dw 198,2), Dn 160 (dw 141), Dn 125 (dw 110,2), Dn 110 (dw 96,8), Dn 90 (dw 79,2), Dn 63 (dw 55,4), Dn 50 (dw 44)

$$V = \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,2776^2}{4} \right) \cdot 831,0 \right] + \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,1982^2}{4} \right) \cdot 123,5 \right] + \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,141^2}{4} \right) \cdot 2577,0 \right] \\ + \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,1102^2}{4} \right) \cdot 913,5 \right] + \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,0968^2}{4} \right) \cdot 24,5 \right] \\ + \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,0792^2}{4} \right) \cdot 253,5 \right] + \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,0554^2}{4} \right) \cdot 165,5 \right] \\ + \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,044^2}{4} \right) \cdot 227,5 \right] = 105,18$$

Dla jednokrotnego płukania zużycie wyniesie 105,20 m³ wody płuczkiej.

- dla przewodów tłocznych kan. sanitarnej:

Dn 160 (dw 141), Dn 90 (dw 79,2)

$$V = \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,141^2}{4} \right) \cdot 1490,5 \right] + \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,0792^2}{4} \right) \cdot 155,0 \right] = 24,02$$

Dla jednokrotnej próby szczelności zużycie wyniesie 24,0 m³ wody płuczkiej.

- dla przewodów tłocznych kan. deszczowej:

Dn 630 (dw 555,2)

$$V = \left[\left(\frac{3,14 \cdot 0,5552^2}{4} \right) \cdot 2010 \right] = 486,4$$

Dla jednokrotnej próby szczelności zużycie wyniesie 486,4 m³ wody płuczkiej.

11.0. UWAGI KOŃCOWE – WYTYCZNE

- 1) Rzędne projektowanych włazów studni oraz zwieńczeń wpustów deszczowych, dostosować do docelowych rzędnych nawierzchni jezdni.
- 2) Należy zabezpieczyć środowisko gruntowo-wodne przed przenikaniem zanieczyszczeń wód opadowych, ścieków sanitarnych z terenu budowy oraz zaplecza technicznego.
- 3) Prace budowlane prowadzić wyłącznie w porze dziennej, tj. w godzinach od 6.00 do 22.00.
- 4) Powstające w trakcie budowy odpady należy segregować i gromadzić w przeznaczonych do tego pojemnikach i sukcesywnie wywozić z placu budowy.
- 5) W obrębie systemu korzeniowego istniejącej szaty roślinnej wykopy należy prowadzić ręcznie, a w razie konieczności zastosować przeciski w rurach stalowych. Wykopy nie powinny powodować obniżenia wód gruntowych w obrębie systemów korzeniowych.
- 6) Nie składować urobku z wykopów ani innych materiałów i środków chemicznych pod koronami drzew.
- 7) Przy zbliżeniach do punktów osnowy geodezyjnej zachować szczególną ostrożność.
- 8) Istniejące uzbrojenie podziemne należy dokładnie zlokalizować i zabezpieczyć przed uszkodzeniem podczas realizacji robót.
- 9) W miejscu skrzyżowań i zbliżeń z istniejącą siecią energetyczną zachować odpowiednie odległości zgodnie z PN; prace wykonywać ręcznie.
- 10) Wszystkie odstępstwa należy korygować przy udziale Inspektora Nadzoru, projektanta i użytkownika sieci.
- 11) Roboty ziemne wykonywać zgodnie z obowiązującymi przepisami BHP oraz normami PN.
- 12) Wszelkie roboty wykonywać zgodnie z warunkami i wytycznymi, zawartymi w dokumentacji ZUDP, Decyzjach i Uzgodnieniach.
- 13) W przypadku natrafienia na przedmioty zabytkowe lub szczątki archeologiczne, należy natychmiast przerwać roboty i zawiadomić władze konserwatorskie oraz Inwestora.

UWAGA ! Wszelkie dokumenty formalno-prawne (decyzje, warunki techniczne, uzgodnienia, notatki służbowe, itp.) zawarto w Projekcie Zagospodarowania Terenu (patrz TOM. I PB).

Projektował:

mgr inż. Marek Komar

uprawnienia do projektowania bez ograniczeń
w specjalności instalacyjnej
ZAP/0224/POOS/12, ZAP/IS/0062/13