

**BPBK s.a.**Biuro Projektów
Budownictwa
Komunalnego
spółka akcyjna
w Gdańskuul. Jana Uphagena 27, 80-237 Gdańsk-Wrzeszcz
tel. centr.: 58 341-40-11, fax: 58 341-89-46, e-mail: dn@bpbk.com.pl**Egzemplarz nr 1****Umowa nr C.R. UM 42/2004**
Poz. Etap Ic/PW/6

PROJEKT WYKONAWCZY

*Branża:***MOSTOWA***Nazwa opracowania:***PROJEKT KONSTRUKCYJNY WYKOPU
OBUDOWANEGO (WANNA) POD TOROWISKO
TRAMWAJOWE OD KM 2+875,5 DO KM 3+664,42***Przedsięwzięcie:***Budowa Szczecińskiego Szybkiego Tramwaju
na odcinku od Basenu Górniczego do osiedla Kijewo***Zadanie:***Etap Ic – Budowa SST na odcinku od Basenu Górniczego do
pętli przy ulicy Turkusowej***Zamawiający / Inwestor:***Gmina Miasto Szczecin
Pl. Armii Krajowej 1
70-456 Szczecin**

<i>Projektant</i>	mgr inż. Mirosław Wałęga	<i>specj.: mostowa</i> <i>upr. nr 3992/GD/89 Izba POM/BM/5127/01</i>	
<i>Sprawdzający</i>	mgr inż. Mariusz Sobczyk	<i>specj.: mostowa</i> <i>upr. nr 4421/Gd/90; izba POM/BM/4451/01</i>	
<i>Inżynier Projektu</i>	mgr inż. Mariusz Sobczyk	<i>specj.: mostowa</i> <i>upr. nr 4421/Gd/90; izba POM/BM/4451/01</i>	
<i>Stanowisko</i>	<i>Imię i nazwisko</i>	<i>Specjalność, numer uprawnień</i>	<i>Podpis</i>

Gdańsk, marzec 2011 r.

Rozwiązania zawarte w niniejszym opracowaniu podlegają ochronie prawa autorskiego i mogą być powielane oraz udostępniane osobom trzecim jedynie przez Zamawiającego w zakresie określonym w umowie o przeniesienie praw autorskich lub na podstawie pisemnego zezwolenia w/w Biura z zastrzeżeniem wszelkich skutków prawnych.



Spis treści

1.0. Opis techniczny.

2.0. Zestawienia stali

3.0. Rysunki konstrukcyjne.

Rys. nr 1.1	Sytuacja
Rys. nr 1.2	Plan palowania
Rys. nr 1.3	Profil podłużny „wanny” żelbetowej
Rys. nr 1.4	Niweleta ścianki szczelnej
Rys. nr 1.5	Rozmieszczenie fundamentów pod słupy trakcyjne
Rys. nr 1.6	Przekrój poprzeczny typowy
Rys. nr 1.7	Przekrój poprzeczny przez przystanek
Rys. nr 1.8	Przekrój poprzeczny w miejscu przepompowni

Rys. nr 2.1	Zbrojenie segmentu S1
Rys. nr 2.2	Zbrojenie segmentu S2
Rys. nr 2.3	Zbrojenie segmentu S3
Rys. nr 2.4	Zbrojenie segmentu S4
Rys. nr 2.5	Zbrojenie segmentu S5
Rys. nr 2.6	Zbrojenie segmentu S6
Rys. nr 2.7	Zbrojenie segmentu S7
Rys. nr 2.8	Zbrojenie segmentu S8
Rys. nr 2.9	Zbrojenie segmentu S9
Rys. nr 2.10	Zbrojenie segmentu S10
Rys. nr 2.11	Zbrojenie segmentu S11
Rys. nr 2.12	Zbrojenie segmentu S12
Rys. nr 2.13	Zbrojenie segmentu S13
Rys. nr 2.14	Zbrojenie segmentu S14
Rys. nr 2.15	Zbrojenie segmentu S15
Rys. nr 2.16	Zbrojenie segmentu S16
Rys. nr 2.17	Zbrojenie segmentu S17
Rys. nr 2.18	Zbrojenie segmentu S18
Rys. nr 2.19	Zbrojenie segmentu S19
Rys. nr 2.20	Zbrojenie segmentu S20
Rys. nr 2.21	Zbrojenie segmentu S21
Rys. nr 2.22.1	Geometria segmentu S22 - przystankowego
Rys. nr 2.22.2	Geometria schodów segmentu S22
Rys. nr 2.22.3	Zbrojenie segmentu S22
Rys. nr 2.22.4	Zbrojenie schodów segmentu S22
Rys. nr 2.22.5	Zbrojenie ściany przystanku segmentu S22
Rys. nr 2.23.1	Geometria segmentu S23
Rys. nr 2.23.2	Zbrojenie segmentu S23
Rys. nr 2.23.3	Obudowa komór widok z góry
Rys. nr 2.23.4	Przekrój podłużny przez kanały $\phi 800$
Rys. nr 2.24.1	Geometria segmentu S24

Rys. nr 2.24.2	Zbrojenie segmentu S24
Rys. nr 2.25.1	Geometria segmentu S25
Rys. nr 2.25.2	Zbrojenie segmentu S25
Rys. nr 2.26	Zbrojenie segmentu S26
Rys. nr 2.27	Zbrojenie segmentu S27
Rys. nr 2.28	Zbrojenie segmentu S28
Rys. nr 2.29	Zbrojenie segmentu S29
Rys. nr 2.30	Zbrojenie segmentu S30
Rys. nr 2.31	Zbrojenie segmentu S31
Rys. nr 2.32	Zbrojenie segmentu S32
Rys. nr 2.33	Zbrojenie segmentu S33
Rys. nr 2.34	Zbrojenie segmentu S34
Rys. nr 2.35	Zbrojenie segmentu S35
Rys. nr 2.36	Zbrojenie segmentu S36
Rys. nr 2.37	Zbrojenie pali $\phi 600$ L=15m
Rys. nr 2.38	Zbrojenie fundamentów pod słupy trakcyjne
Rys. nr 2.39	Zbrojenie murku na przystanku
Rys. nr 2.40	Konstrukcja ekranu nr 1 i nr 2
Rys. nr 2.41	Plan palowania pod ekrany
Rys. nr 2.42	Zbrojenie pali pod ekrany $\phi 500$ L=5m
Rys. nr 2.43	Zbrojenie oczepów pali ekranów
Rys. nr 2.44.1	Zbrojenie podwaliny żelbetowej – Typ 1
Rys. nr 2.44.2	Zbrojenie podwaliny żelbetowej – Typ 2
Rys. nr 2.44.3	Zbrojenie podwaliny żelbetowej – Typ 3
Rys. nr 2.44.4	Zbrojenie podwaliny żelbetowej – Typ 4
Rys. nr 2.44.5	Zbrojenie podwaliny żelbetowej – Typ 5
Rys. nr 2.45	Konstrukcja słupów ekranów.
Rys. nr 3.1	Szczegóły dylatacji
Rys. nr 3.2	Konstrukcja stalowa rozporowa typowa
Rys. nr 3.3.1	Konstrukcja stalowa rozporowa segmentu S22
Rys. nr 3.3.2	Konstrukcja stalowa rozporowa segmentu S23
Rys. nr 3.4	Zakończenie wykopu obudowanego
Rys. nr 3.5	Ekran przeciwporażeniowe
Rys. nr 4.1	Etapy realizacji

1.0. OPIS TECHNICZNY

1.1. Podstawa opracowania.

Podstawą opracowania projektu jest umowa zawarta między Gminą Miasta Szczecin, a Biurem Projektów Budownictwa Komunalnego Gdańsk SA.

1.2. Cel i zakres opracowania.

Celem opracowania jest projekt wykopu obudowanego „wanna” pod torowisko tramwajowe od km 2+875,50 do km 3+664,50.

Opracowanie zawiera projekt wykopu, technologię jego wykonania oraz propozycje alternatywnych rozwiązań obudowy wykopu.

1.3. Wykorzystane materiały.

- PN - 85/S - 10030 – „Obiekty mostowe. Obciążenia”.
- PN - 91/S - 10042 – „Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie”.
- PN - 82/S - 10052 – „Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie”.
- PN - 81/S - 03020 – „Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
- PN - 83/S - 02485 – „Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych”.
- Wytyczne techniczne projektowania pali wielkośrednicowych w obiektach mostowych.
- „Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r, w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie” (Dz. U. Nr 63/2000 z dnia 3 sierpnia 2000r).
- PN - 89/S - 10040 – „Obiekty mostowe. Żelbetowe i betonowe konstrukcje mostowe. Wymagania i badania ”.

- PN-EN 1536 – „Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone”.
- Projekty branżowe – opracowania BPBK Gdańsk/INBUD Szczecin.
- Ocena zmian warunków gruntowo - wodnych na trasie Szybkiego Tramwaju w Szczecinie na odcinku od ul. Hangarowej do ul. Bagiennej wykonana przez Pracownię Modelowania Hydrogeologicznego Gdańsk.
- DOKUMENTACJA GEOTECHNICZNA dla potrzeb budowy projektowanego Szczecińskiego Tramwaju Szybkiego opracowanie ArtGeo z maja 2004r.

1.4. Warunki gruntowe.

Szczegółową charakterystykę podłoża zawiera DOKUMENTACJA GEOTECHNICZNA warunków posadowienia.

Badany teren położony jest we wschodniej, prawobrzeżnej części miasta Szczecina, w dzielnicy Zdroje.

Pod względem geomorfologicznym badana trasa przebiega przez niski i średni (tzn. drugi i trzeci) poziom terasowy tzw. Równiny Goleniowskiej. Ta erozyjno – akumulacyjna równina, w której obrębie wydzieliła się cztery poziomy terasowe, powstała u schyłku plejstocenu podczas końcowych faz recesji lądolodu ostatniego zlodowacenia, gdy wody roztopowe osadzały rzeczne piaski na przedpolu lądolodu, w sąsiedztwie zalegającej w niecce dzisiejszego jez. Dąbie bryły martwego lodu, a niekiedy także – w okresach ocieplenia, gdy wskutek przyspieszonego topnienia lodu zwiększał się ich przepływ - rozcinały (erodowały) akumulowane wcześniej osady. Powierzchnia terenu nachylona jest generalnie ku północy i północnemu zachodowi, rzędne w obrębie niskiego poziomu terasowego wahają się od ok. 2.3 do 5.5 m n.p.m.; na poziomie średnim wzrastają od ok. 7.8 – 9.5 m, przy czym w rejonie projektowanej pętli naturalna powierzchnia terenu została w znacznym stopniu nadbudowana nasypami niekontrolowanymi o znacznej

miąższości. Rzędne wykonanych otworów wahają się od 2.33 m (otwór nr 1) do 9.60 m n.p.m. (otw. nr 14).

Przeznaczony pod trasę tramwaju obszar jest w większości niezabudowany, choć realizacja wanny i wiaduktu wymagać będzie rozebrania niektórych budynków. Pod nasypem linii kolejowej Szczecin Dąbie – Szczecin Główny tramwaj przebiegać będzie pod istniejącym wiaduktem nad ul. Jaśminową.

Na podstawie wykonanych otworów, oraz analizy materiałów archiwalnych i kartograficznych stwierdzono, że podłoże badanego terenu budują osady wieku czwartorzędowego, wykształcone jako późnoplejstocenijskie utwory rzeczne.

W obrębie utworów rzecznych zdecydowanie przeważają piaski drobne. W profilach otworów nr 3, 4, 5, 12 i 15 w obrębie piasków drobnych występują na ogół cienkie strefy zawierające domieszkę żwiru. W otworach nr 2, 6, 9, 12 i 19 stwierdzono w głębszych partiach podłoża przewarstwienia piasku średniego ze znaczną domieszką żwiru, miąższość tych przewarstwień jest z reguły niewielka (0.4 – 1.56 m), jedynie w otworze nr 12 przekracza 2.6 m (piasku średniego nie przewiercono tam do 5.0 m p.p.t.). Na większej głębokości – poniżej 8.9 – 9.6 m p.p.t. – w rejonie otworów nr 6, 7 i 8 (wiadukt w ciągu ul. Gryfińskiej) zalega warstwa pospółki z dużą ilością kamieni. Miąższość tej warstwy, której w ww. otworach nie udało się przewiercić, przekracza 0.8 – 1.6 m; w wykonywanych na tym samym poziomie terasowym otworach dla modernizacji ul. Struga miąższość analogicznych warstw pospółki (lub piasku drobnego z dużą zawartością kamieni) wahała się od 0.3 do 1.7 m, najczęściej nie przekraczając 1.0 m. Przewarstwienia piasku ze żwirem i kamieniami, oraz kamieni świadczą o krótkich okresach znacznego zwiększania prędkości przepływu akumulujących piaski terasy wód roztopowych. W profilach studni głębinowych, które odwiercono dla potrzeb terenów przemysłowych

w rejonie ul. Struga, poniżej piasków drobnych występowały piaski średnie, grube i pospółki; miąższość całej serii piaszczystej osiągała 26.0 - 28.0 m.

W otworach nr 10 i 11 na niewielkiej głębokości zalega warstwa humusowej gliny pylastej o miąższości odpowiednio 1.2 i 0.4 m, sięgająca 1.5 – 2.6 m p.p.t. Jest to rzeczny osad o genezie madowej (powstały poprzez sedymentację najdrobniejszych frakcji rumowiska w stagnującej wodzie), wypełniający lokalne starorzecze.

Na całej powierzchni badanego terenu zalega warstwa nasypów niekontrolowanych, złożonych z piasku drobnego przemieszanego z humusem, niekiedy z domieszką gruzu ceglanego i betonowego, kamieni, gliny, a nawet kawałków drewna. Miąższość nasypów waha się od 0.9 m w otworze nr 10 do 4.9 m w otworze nr 14. Największe miąższości nasypów występują w profilach otworów nr 13 – 19, usytuowanych w rejonie projektowanej pętli. Do przemieszczenia znacznych mas gruntu doszło tam w związku z likwidacją toru kolejowego, oraz z budową ciepłociągu i innych podziemnych elementów uzbrojenia.

Charakterystyka warunków wodnych

W większości wyrobisk wykonanych w opinii stwierdzono występowanie w rzecznych piaskach wody o zwierciadle swobodnym lub lokalnie napiętym przez nadkład słabo przepuszczalnej madowej gliny pylastej, stabilizującym się na głębokości od 1.9 m p.p.t. w otworach nr 1 i 2 do 5.6 – 5.7 m p.p.t. w otworach nr 16 i 19. Jedynie w położonych najwyżej płytkich otworach nr 14, 17 i 18 zwierciadła wody nie osiągnięto do głębokości 5.0 m p.p.t. Woda gruntowa tworzy w podłożu badanej trasy jeden ciągły poziom przesycający piaski terasowej równiny, o wyraźnym, jednostajnym spadku w kierunku północno – zachodnim od rzędnej 2.88 m w otworze nr 19 do zaledwie 0.43 m n.p.m. w otworze nr 1; wartość spadku zwierciadła wody pomiędzy tymi otworami wynosi ok. 0.2%. Kierunek spadku zwierciadła wody w podłożu badanego terenu zgodny jest z subregionalnym kierunkiem spływu wód pierwszego poziomu na całym obszarze południowej części

Równiny Goleniowskiej. Jedynie w otworze nr 10 woda napięta przez warstwę madowej gliny pylastej stabilizuje się na rzędnej 3.11 m n.p.m., wyższej o ok. 0.8 m od normalnego poziomu swobodnego zwierciadła w tym rejonie – poziom ten uległ tu zapewne lokalnemu podwyższeniu wskutek gromadzenia się wody zawieszanej na stropie warstwy glin.

Woda gruntowa w podłożu badanego terenu zasilana jest w przewadze poprzez infiltrację wód opadowych w głąb podłoża zbudowanego z piasków o dobrej wodoprzepuszczalności. Mniejsze znaczenie ma boczny podziemny dopływ wody gruntowej ze zbocza pobliskiego wału Wzgórz Bukowych, rozciętego licznymi dolinkami erozyjnymi prowadzącymi okresowe lub stałe ciekły. Większość odwadniających północne zbocze Wzgórz Bukowych cieków ujęta jest u wylotu dolinek przez kanalizację deszczową, część jednak z pewnością zasila wodę gruntową w obrębie rzecznych piasków. W ciągu ostatnich 20 lat ilość wód opadowych infiltrujących na obszarze terasy uległa pewnemu zmniejszeniu wskutek pokrycia znacznego obszaru zabudową i utwardzonymi nawierzchniami dróg i parkingów, a także wskutek rozbudowy sieci kanalizacji deszczowej. W związku z tym amplituda wahań zwierciadła wody gruntowej mogła ulec niewielkiemu zmniejszeniu. Wahania stanów wód Regalicy i jez. Dąbie mieć mogą wpływ na poziom wody gruntowej na badanym terenie o tyle, że modyfikują poziom, do którego następuje podziemny spływ wody w podłożu terasy. Wpływ ten może być zauważalny jedynie na położonym najniżej początkowym odcinku badanej trasy w rejonie otworów nr 1 – 2 przy ul. Hangarowej. Maksymalny wieloletni stan wód Regalicy w rejonie Szczecina przypada na rzędnej 1.027 m n.p.m.

Dane z wierceń archiwalnych, które wykonywane były w rejonie ulic A. Struga i Hangarowej w różnych porach roku w latach 1960 – 1996, pozwalają w zestawieniu z wynikami prac polowych dla niniejszej opinii wnioskować na temat zakresu wahań zwierciadła wody gruntowej w podłożu terasowej równiny. Zakres możliwych wahań poziomu wody szacuje się na ok. 1.0 m na średnim niższym poziomie terasowym,

natomiast na poziomie średnim wyższym ich zakres dochodzić może do ok. 1.2 m. Poziom wody stwierdzony podczas prac polowych dla niniejszej opinii uznać należy za zbliżony do przeciętnego lub lekko podwyższony, w związku, z czym maksymalny możliwy poziom wody gruntowej, mogący występować w okresach intensywnych opadów, określa się jako wyższy o ok. 0.5 – 0.6 m od poziomu stwierdzonego w wykonanych obecnie otworach. Należy więc przyjąć, że woda gruntowa może stabilizować się na głębokości ok. 1.4 – 5.1 m p.p.t.. tj. na rzędnych ok. 0.9 – 3.5 m n.p.m.

Ocena technicznych właściwości podłoża

W obrębie gruntów rodzimych budujących podłoże badanego terenu wydzielono 6 warstw geotechnicznych:

WARSTWA I to rzeczne piaski drobne, wilgotne i nawodnione, luźne o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $I_D = 0.23$. Są to grunty o ograniczonej nośności, budują w rejonie otworów nr 7 i 16 stropowe partie rodzimego podłoża do głębokości 2.2 – 5.1 m p.p.t. (ich miąższość wynosi tam 0.4 – 2.0 m), natomiast w profilach otworów nr 2, 3 i 4 tworzą strefę rozluźnienia o miąższości 0.4 – 1.0 m, zalegającą na głębokości 2.0 – 2.2 m p.p.t.

WARSTWA II to rzeczne piaski drobne, wilgotne i nawodnione, średniozagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $I_D = 0.40$. Są to grunty nośne, budują w przewadze płytsze partie rodzimego podłoża, sięgając głębokości 1.5 – 5.7 m p.p.t. (najpłycej w otworze nr 12; najgłębiej w otworze nr 8). W otworach nr 16 i 17 piasków w-wy II nie przewiercono do głębokości 5.0 – 6.0 m p.p.t.

WARSTWA III to rzeczne piaski drobne, wilgotne i nawodnione, zagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $I_D = 0.73$. Są to grunty nośne, budują głębsze podłoże poniżej 1.5 – 5.7 m p.p.t. a także lokalnie płytsze strefy o lepszym zagęszczeniu w obrębie piasków

w-wy II w profilach otworów nr 2 i 6. Gruntów w-wy III brak w profilach otworów nr 16 i 17.

WARSTWA IV to rzeczne piaski średnie, wilgotne i nawodnione, zagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $I_D = 0.77$. Są to grunty nośne, budują w profilach otworów nr 2, 6, 9, 12 i 19 na ogół cienkie warstwy w obrębie piasków drobnych, ich miąższość największa jest w profilu otworu nr 12 (ponad 2.6 m), gdzie nie zostały przewiercone do głębokości 5.0 m p.p.t.

WARSTWA V to rzeczne pospółki z kamieniami, nawodnione, zagęszczone o uogólnionej wartości stopnia zagęszczenia $I_D = 0.80$. Są to grunty nośne, zalegają w profilach otworów nr 6, 7 i 8 poniżej 8.9 – 9.6 m p.p.t. ich miąższość zapewne nie przekracza ok. 2.0 m.

WARSTWA VI to rzeczne humusowe gliny pylaste, wilgotne, w stanie plastycznym o obliczeniowej wartości stopnia plastyczności $I_L = 0.32$. Są to grunty o obniżonej nośności, występują płytko w otworach nr 10 i 11, osiągając miąższość odpowiednio 0.4 - 1.2 m i sięgając głębokości 1.5 – 2.6 m p.p.t. Z uwagi na genezę glin w-wy VI przyjęto dla nich symbol konsolidacji „C” wg PN-81/B-03020.

Ponadto w obrębie nasypowych piasków w ich partiach o stosunkowo niewielkiej zawartości domieszek wydzielono trzy kolejne warstwy geotechniczne.

Warstwa n1 to nasypowe piaski drobne z domieszkami, wilgotne, luźne o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia $I_D = 0.18$. Są to grunty o ograniczonej nośności, budują przeważającą część nasypów, w tym całą ich miąższość w otworach nr 1, 3, 4, 5, 6, 7, 9, 10 i 16.

Warstwa n2 to nasypowe piaski drobne z domieszkami, wilgotne, średniozagęszczone o obliczeniowej wartości stopnia zagęszczenia

$I_D = 0.36$. Są to grunty nośne, występują w profilach otworów nr 2, 8, 12, 14 i 17, osiągając miąższość do 3.1 m.

Warstwa n3 to nasypowe piaski drobne z domieszkami, wilgotne, zagęszczone o uogólnionej wartości stopnia zagęszczenia $I_D = 0.65$.

Są to grunty nośne, występują lokalnie w profilu otworu nr 14 na głębokości 2.9 – 4.0 m p.p.t.

Poza powyższym podziałem geotechnicznym pozostały bardzo niejednorodne nasypy niekontrolowane z przewagą humusu piaszczystego lub kamieni, występujące w profilach otworów nr 8, 11, 13, 15, 18 i 19, sięgające głębokości 0.7 – 2.4 m p.p.t.

1.6. Opis konstrukcji.

Układ statyczny wanny to rama stalowo - żelbetowa górą otwarta, o rozpiętości w świetle ścian żelbetowych 10.0m i głębokości zmiennej, zależnej od niwelety toru tramwajowego.

Konstrukcję wanny składa się ze stalowych profili korytkowych, wbitych w grunt i obudowanych od wewnątrz konstrukcją żelbetową w postaci płyty dennej i ścian pionowych, wylewanych na „mokro” z betonu C30/37 zbrojonego prętami ze stali BSt500S. Konstrukcję płyty dennej posadowiono na warstwie podsypki żwirowo - kłińcowej gr. ~50cm oraz betonie podkładowym gr. 15cm na tzw. „korku” betonowym gr. 1m, betonowanym pod wodą po wcześniejszym wykonaniu pali kotwiących „korek” (ze względu na wypór wody).

Ogólne gabaryty wanny

- światło poziome -	10.0m,
- długość całkowita po osi podłużnej -	788.7m,
- pochylenie poprzeczne płyty dennej -	2.0%.

Cała wannę podzielono na segmenty wykonawcze długości ~20m. Na połączeniu poszczególnych segmentów wykonano dylatację typu

pióro i wpust z wkładką z taśmy dylatacyjnej. Wody opadowe odprowadzane są powierzchniowo do kolektora zbiorczego (rura perforowana ϕ 300mm owinięta geowłókniną i obsypana warstwą filtracyjną) umiejscowionego przy ścianie pionowej i dalej do przepompowni zlokalizowanej w najniższym punkcie niwelety, stamtąd przy użyciu pomp pompowana jest do systemu kanalizacji miejskiej.

1.6.1. Ścianka szczelna.

Oslonę wykopu na czas wykonywania konstrukcji żelbetowej „wanny” stanowią ścianki szczelne zaprojektowane z profili korytkowych o wskaźniku wytrzymałości min $2000\text{cm}^3/\text{mb}$ ściany wbite w grunt z poziomu wstępnego wykopu. Długość ścianki jest zmienna i zależy od głębokości wykopu.

Po wbiciu górną krawędź ścianki należy wyrównać obcinając ją na poziomie około 80cm pod powierzchnią terenu. Poziomy wbicia ścianki oraz jej obciążenia pokazano na rys nr 1.4.

Zaleca się pograżanie ścianki metodami nisko wstrząsowymi ze względu na bliskie sąsiedztwo budynków mieszkalnych.

1.6.2. Pale kotwiące.

Wypór wody działający na korek częściowo jest pokonany przez ciężar samego korka częściowo przenoszony przez jego zakotwienie do pali kotwiących pracujących na wyciąganie.

Pale kotwiące zaprojektowano w technologii zagłębiania i wyciągania rur obsadowych głowicą pokrętną, tak aby dla każdej podpory w odniesieniu do maksymalnych sił z układu podstawowego obciążeń spełniony był warunek nośności pali w grupie na wyciąganie

$$Q_{\max} < m \cdot N_{tg} \quad m=0.9$$

Długość pali jest stała i wynosi 15m, a ich rozstaw po długości wanny 5m.

Dla takich wielkości nośność pala w grupie na wyciąganie wynosi $m \cdot N_{tg}=552\text{kN}$, natomiast obciążenie przypadające na max obciążony pojedynczy pal (wartość obliczeniowa), policzone dla najniekorzystniejszego układu obciążeń - $Q_{r \max}=489 \text{ kN}$.

Pale kotwiące należy wykonywać z poziomu wstępnego wykopu.

Rozmieszczenie pali pod „wanną” pokazano na planie palowania – rys nr 1.2, a zbrojenie pojedynczego pala na rys. nr 2.37.

W trakcie betonowania pali należy pozostawić wystające zbrojenie podłużne z betonu (bez spirali) na wysokość min. 700mm, które będzie stanowiło zakotwienie betonowego korka. Poziom góry betonu pala powinien być równy poziomowi spodu korka betonowego - rys nr 1.4.

Po wykonaniu pali należy wykonać próbne obciążenie wybranych pali zgodnie z PN - 83/S - 02485 - "Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych".

1.6.3. „Korek” żelbetowy.

„Korek” żelbetowy o łącznej grubości 1m betonowany „pod wodą”. zaprojektowano z betonu C25/30 i zazbrojono, górą i dołem siatką z prętów $\phi 20\text{mm}$ w rozstawie 250mmx250mm ze stali BSt500S. Siatkę należy mocować do wystających prętów zbrojeniowych pali przed betonowaniem tak aby nie zmieniała swojego położenia w trakcie betonowania. Otulenie siatki górnej i dolnej min 100mm.

W celu poprawy cech użytkowych i technologicznych zaleca się zastosowanie dodatku mikrokrzemionki do mieszanki betonowej, powodującej zwiększenie zespolenia spoiwa z kruszywem i zbrojeniem, zwiększonej szczelności betonu co zwiększy jego odporność na ewentualne agresywne wody, zwiększenie wytrzymałości oraz poprawę cech technologicznych takich jest spójność, urabialność i pompowalność. Dodatek mikrokrzemionki nie powinien jednak przekraczać 10% w stosunku do masy cementu w mieszance. Dopuszcza się dodatki popiołów lotnych.

Zaprojektowana mieszanka betonowa powinna się cechować:

- dobrą urabialnością, odpowiednią ciekłością i zagęszczeniem się pod ciężarem własnym
- odpornością na segregację i rozmiękanie
- gęstością ograniczającą przenikanie w mieszankę czynników agresywnych, przeciwdziałającą segregacji i rozwodnieniu mieszanki
- projektową wytrzymałość po okresie wiązania

Szczegóły dotyczące składników mieszanki do betonowania „korka” podano w Specyfikacji Technicznej.

1.6.4. Płyta i ściany żelbetowe.

Płytę dolną o stałej grubości 90cm zaprojektowano w jednostronnym pochyleniu 2%.

Ściany pionowe o grubości również 90cm zaprojektowano na pełną wysokość ścianki szczelnej, w górnej części ścianę pocieniono do grubości 30cm i wystawiono ponad grunt na wysokość 1.1m.

Na ścianach pionowych przewidziano elementy dźwiękochłonne w postaci paneli z wełny mineralnej w stalowej konstrukcji ochronnej. Konstrukcja stalowa wykonana z profili stalowych zamkniętych o przekroju 40x50x100mm, montowanych do ścian w rozstawie 2000mm. Ostatnia górna warstwa paneli zabezpieczona przed wpływem opadów atmosferycznych profilem stalowym płaskim o szer. większej o 50÷100mm od grubości wełny, mocowanym do profili nośnych. Wypełnienie stanowią płyty z niepalnej wełny kamiennej o wymiarach 2000x1000mm, grubości 50mm i gęstości 110÷160kg/m³, mocowane kotwami (5÷6szt. na jedną płytę) do podłoża.

Maty akustyczne do montażu na ścianach obudowy wykopu (wannы) wykonane z włókien wełny kamiennej powinny mieć grubość nie większa niż 5cm. Warstwa czołowa paneli wykonana z siatki stalowej (np.3V) montowanej do profili nośnych. Wymiary oka siatki stalowej min 50x100 maksymalnie 100x200mm.

Elementy stalowe zabezpieczone antykorozyjnie przez cynkowanie ogniowe przy parametrach powłok dla poszczególnych elementów wg PN-EN 1460.

Elementy stalowe malowane proszkowo elektrostatycznie zgodnie z kolorystyką.

W miejscu przystanków tramwajowych szerokość wannы powiększa się i nad powiększoną częścią posiada wykonstruowany strop, który stanowi zadaszenie przystanku, oparty na ścianach pionowych, a od strony torów na żelbetowych słupach z ozdobnymi „boniami”.

Zejsście na poziom przystanku zaprojektowano w formie schodów żelbetowych, płytowych opartych górnym końcem na ścianie pionowej (bocznej), a dolnym na ścianie wykonstruowanej z płyty dennej.

Przestrzeń pod schodami zamknięto pionową żelbetową ścianką. Dla umożliwienia rewizji komory pod schodami zaprojektowano wąż wejściowy ze stalowymi drzwiami.

Konstrukcję żelbetową „wanny” wykonano z betonu C30/37 i zazbrojono prętami ze stali BSt500S (pręty zbrojenia ścianki żelbetowej nie należy zespałać ze stalowymi brusami ścianki szczelnej i zachować min otulenie 5cm).

1.6.5. Izolacje.

Na betonie wyrównawczym ułożonym na warstwy żwirowej zaprojektowano izolację z dwóch warstw pap termozgrzewalnych gr. min 5mm, ochronionej warstwą betonu ochronnego gr. 50mm. Papę w rejonie stalowych ścianek szczelnych należy „wywinąć” na stalowe brusy ścian na wysokość min 150mm. Należy zwrócić uwagę na bardzo staranne wykonanie tej izolacji, zakładów i wywinień na ściankę stalowa itp.

Na płycie dennej „wanny” zaprojektowano również izolację z pap termozgrzewalnych gr. min 5mm ochronionej warstwą betonu ochronnego C16/20 gr. 100mm zbrojonego dodatkowo siatką z prętów ϕ 6mm (zgrzewanych) o oczkach 100x100mm.

Odsłonięte powierzchnie betonowe ścian wanny (nie obsypane gruntem) należy pokryć środkami do powierzchniowej ochrony betonu o zdolności przenoszenia zarysowań do 0.1mm.

Kolor powierzchniowego zabezpieczenia powinien uwzględniać zalecenia zawarte w projekcie kolorystyki.

Powierzchnie betonowe, które będą obsypane gruntem należy pokryć powłokową izolacją bitumiczną.

1.6.6. Odwodnienie.

Wody opadowe odprowadzane są powierzchniowo do kolektora zbiorczego ϕ 300 (z rury perforowanej owiniętej geowłókniną i obsypanej warstwą żwirową), usytuowanego przy ścianie pionowej i dalej do studzienki zbiorczej zlokalizowanej w najniższym punkcie „wanny” skąd kolektorem ϕ 400mm płyną do przepompowni usytuowanej za jej ścianą pionową na zewnątrz, a następnie przy użyciu pompy pompowane do systemu kanalizacji deszczowej.

Dla przeprowadzenia przez ścianę pionową i szczelną kolektora w osi kolektora prowadzącego do przepompowni dać stalową rurę osłonową ϕ 1116/10 spawaną do ścianki szczelnej. Uszczelnienie między rurą osłonową i kolektorem wykonać przy pomocy łańcucha uszczelniającego.

Szczegóły dotyczące przepompowni i kolektora połączeniowego jak również jego wykonania zawiera dokumentacja branżowa.

1.6.7. Osłony przeciwporażeniowe.

Na ścianach pionowych wanny zaprojektowano osłony przeciwporażeniowe wykonane ze słupków stalowych (dwuteownik walcowany) mocowanych do konstrukcji za pomocą kotew wklejanych w otwory wiercone w betonie murku. Wypełnienie słupków stanowią lekkie panele osłonowe wykonane z paneli aluminiowych.

Łączna wysokość, osłon i wystającej ponad grunt ścianki żelbetowej powinna wynosić min 2.5m.

Słupki stalowe należy zabezpieczyć antykorozyjnie przez cynkowanie ogniowe (70 μ m) i doszczelnienie zestawem malarskim na bazie farb epoksydowo –poliuretanowych (180 μ m). Minimalna łączna grubość powłoki 250 μ m.

Konstrukcję osłon należy uziemić zgodnie z SST M.19.01.05

1.6.8. Dylatacje.

Na połączeniu kolejnych segmentów zaprojektowano dylatacje typu pióro i wpust z przekładką z dwóch warstw papy. Jako uszczelnienie zastosowano taśmę dylatacyjną z PCV umieszczaną w środku grubości

elementu przed betonowaniem. Na ścianach pionowych od wewnątrz wanny szczelinę należy uszczelnić silikonem w kolorze dostosowanym do ogólnej kolorystyki wanny.

Dylatację stropu nad przystankiem oraz pocienionej części ścian pionowych wykonano jako „prostą” z przekładką z 2 warstw papy termozgrzewalnej, a połączenie wykonano za pomocą prętów.

1.6.9. Fundamenty słupów trakcyjnych.

Fundamenty pod słupy trakcyjne zaprojektowano jako żelbetowe klocki o wymiarach 1.0x1.0 m w rozstawie podanym na rys nr 1.5., zakotwione do płyty dennej wanny.

W fundamentach w trakcie ich betonowania zatopiono kotwy słupów trakcyjnych wykonane z nagwintowanych w górnej części prętów i „spiętych” płaskownikiem.

1.6.10. Płyty przejściowe

Na zakończeniach wanny zaprojektowano płyty przejściowe na całą jej szerokość.

Płyty typu schodkowego betonowe, posadowione na zagęszczonym do 0.98^o PROCTORA gruncie piaszczystym gr. 15cm.

Na końcu płyt dano drenaż – rura ϕ 150mm owinięta tkaniną filtracyjną i obsypana żwirem grubym, z wyprowadzeniem na min 5m poza obrys wykopu obudowanego.

1.6.11. Torowisko tramwajowe

Torowisko tramwajowe składa się z dwóch torów tramwajowych na podkładach strunobetonowych, całość posadowiona na podsypce tłuczniowej. Osiowy rozstaw torów na długości wanny jest stały i wynosi 3.9m. Pod torowiskiem bezpośrednio na betonie ułożone warstwy antywibracyjne podtłuczniowe na bazie mat antywibracyjnych osłoniętych geowłókniną.

Dwie warstwy geowłókniny nietkanej zabezpieczają maty antywibracyjne przed uszkodzeniem mechanicznym od tłucznia

Szczegóły dotyczące torowiska zawiera dokumentacja drogowa.

1.6.12. Nawierzchnia na przystanku i schodach.

Nawierzchnię przystanku stanowią płytki chodnikowe z górną powierzchnią z płukanego kruszywa, układane na posypce cementowo – piaskowej gr. 3cm. Oddzielenie chodnika od torowiska tramwajowego zaprojektowano prefabrykatów betonowych typu „L” układanych na ławie betonowej (szczegóły zawiera dokumentacja drogowa).

Na schodach zaprojektowano okładziną granitową o szorstkiej fakturze gr. 2cm układaną na zaprawie klejowej mrozoodpornej.

1.6.13. Konstrukcja rozporowa.

Stalową konstrukcję rozporową zaprojektowano z rur umieszczanych w specjalnych gniazdach przyspawanych do stalowych kleszczy ścianki. Kleszcze wykonano z dwóch dwuteowników I 300 połączonych ze sobą. Rozpory należy zaopatrzyć w uszy montażowe dla ich łatwego demontażu.

1.7. Ekrany akustyczne.

Na końcu wanny od km 3+664,41 do km 3+735,3 (ekran nr 2 -z lewej strony) i od km 3+664,41 do km 3+737,41 (ekran nr 1 -z prawej strony), projektuje się ekrany akustyczne dźwiękochłonne o wysokości 2,4m. Konstrukcję ekranów zaprojektowano na obciążenie parciem wiatru dla I (pierwszej) strefy obciążenia wiatrem wg PN-77/B-02011, przyjmując obliczeniową wartość parcia wiatru - 1.48 kN/m^2 do obliczeń słupów, oraz $1,3 \text{ kN/m}^2$ do obliczeń pali.

Długości ekranów, wysokość i ich usytuowanie przyjęto zgodnie z opracowaniem dotyczącym hałasu.

Słupy ekranów zaprojektowano z dwuteownika walcowanego HEB 160, spawanego do blachy podstawy. Wyjątkiem jest pierwszy słup z ceownika C160, mocowany do konstrukcji wanny przy pomocy kotew wklejanych. Słupy ekranów dano w różnym rozstawie (2,9m, 3,0m, 4,0m i 5,0m) pokazanym na rysunku 2.41.

Jako podwalinę dla paneli pochłaniających dano w każdym przęśle płytę żelbetową wylewaną na „mokro”, opartą bezpośrednio na oczepach pali.

1.7.1. Pale.

Pod słupy ekranów nr 1 i nr 2 zaprojektowano żelbetowe pale wiercone ϕ 500mm.

Każdy pal składa się z dwóch części: głowicy i trzonu pala.

- Trzon pala jest palem wierconym wykonywanym w osłonie rury obsadowej wyciąganej w trakcie betonowania lub w przypadku gruntów spoistych bez rury obsadowej. Wysokościowo głowice wszystkich pali usytuowane są ~5cm powyżej poziomu terenu zgodnie z rzędnymi na rysunku ekranów.
- Głowica każdego pala o przekroju kwadratu 65x65cm, betonowana jest w drugim etapie po wykonaniu trzonu. W głowicy w trakcie jej betonowania zatopiono kotwy do przykręcenia blachy podstaw słupków z nagwintowanymi końcami.

Tyczenie pali w planie należy wykonać wg planu palowania. Głowica każdego pala o przekroju kwadratu 65x65cm, betonowana jest w drugim etapie po wykonaniu trzonu. W głowicy w trakcie jej betonowania zatopiono kotwy do przykręcenia blachy podstaw słupków z nagwintowanymi końcami.

Po wykonaniu pali należy zgodnie z PN przeprowadzić próbne obciążenie boczne 6 wybranych pali, max siła pozioma przypadająca na pojedynczy pal wynosi 27kN (wartość obliczeniowa). Max przemieszczenie głowicy pala nie powinno przekroczyć 10mm.

1.7.2. Słupy stalowe.

Słupy ekranów zaprojektowano z kształtowników walcowanych HEB 160 ze stali S235. Słupy ekranów w dolnej części posiadają blachę podstawy, która posadowiona jest na podlewce i następnie przykręcona do zabetonowanych kotew lub za pomocą kotew wklejanych. Wyjątkiem jest pierwszy słup z

ceownika C160, mocowany do konstrukcji wanny przy pomocy kotew wklejanych.

Od góry każdy słup „przykryto” ceownikiem zimnogiętym, przykręcanym do słupa wkrętami samogwintującymi, który zabezpiecza wypełnienie przed wyjęciem.

Nie przewiduje się drzwi ewakuacyjnych.

1.7.3. Wypełnienie ekranów.

Na całej wysokości dla ekranów nr 1 i 2 zaprojektowano wypełnienie z aluminiowych paneli pochłaniających. Wymagana minimalna wartość wskaźnika oceny izolacyjności akustycznej od dźwięków powietrznych w/g PN-EN 1793-2:2001 powinna wynosić $DLR = 25$ dB (klasa izolacyjności B3 i pochłaniałości A4).

Zarówno wypełnienie jak i elementy pochłaniające muszą być elementami kompatybilnymi ze sobą.

Zastosowane elementy wypełnień powinny przenosić obciążenia boczne od parcia wiatru dla I strefy obciążenia wiatrem wg PN-77/B-02011 dla rozpiętości 2,9m, 3,0m, 4,00m i 5,0m ($0,9\text{kN/m}^2$ - wartość obliczeniowa), powinny być sklasyfikowane, jako materiał niezapalny oraz nie rozprzestrzeniający ognia.

Mocowanie paneli w stalowych słupkach należy wykonać za pomocą systemowych profili.

Ekrany w dolnej, przyziemnej części posiadają podwalinę wykonaną w formie żelbetowej płyty wylewanej na mokro pomiędzy słupkami ekranu, którą „zatopiono” w gruncie na głębokość ok. 50cm. Płyty te pełnią rolę poziomującą oraz stanowią podparcie dla paneli ekranów.

Bezpośrednio na górnej krawędzi płyty dano opierzenie z blachy ocynkowanej (alternatywnie można zastosować listwę maskującą połączenie).

1.7.4. Antykorozyjne zabezpieczenie.

Jako antykorozyjne zabezpieczenie stalowych słupów ekranu przyjęto metalizację ogniową o grubości powłoki min 70 µm z doszczelnieniem farbami epoksydowo - poliuretanowymi o grubości powłoki min 180µm. Łączną grubość powłoki powinna wynosić min 250 µm.

Powierzchnie zewnętrzne (obustronne, odsłonięte) ekranów należy zabezpieczyć zestawem antygrafitti w kolorze bezbarwnym.

Antygrafitti na panelach musi być wykonane w wytwórni w procesie ich produkcji (na co musi być udzielona gwarancja przez producenta).

Zabezpieczenie antygrafitti należy wykonać na żelbetowych podwalinach, stalowych słupkach (w tym również na blachach podstaw i wzmocnień, tylko płaszczyzny zewnętrzne), dolnych panelach pochłaniających i przezroczystym wypełnieniu wszystko do łącznej wysokości. min 2.5m od poziomu góry oczepu pali.

Powierzchnie betonowe oczepów pali oraz żelbetowych desek (w częściach obsypanych gruntem) należy pokryć izolacją bitumiczną, a w częściach odsłoniętych środkami do powierzchniowej ochrony betonu.

Wszystkie instalacje w pobliżu pali pod ekrany należy ułożyć dopiero po wykonaniu pali.

1.8. Materiały konstrukcyjne.

Beton:

konstrukcyjny	C30/37 XC3 XD1 XF2 - konstrukcja
	C35/45 XC4 XD3 XF4-oczepy pali, podwaliny żelbetowe
	C25/30 XC2 – pale, „korek”
	C16/20 XC2 - płyta przejściowa
ochronny podkładowy	C16/20 X0, C 12/15 X0
	C 12/15 X0

Stal:

zbrojeniowa	BSt500S
ścianek szczelnych	S355GP
profilowa	S235 (słupki osłon, konstrukcje pomocnicze)

1.9. Kolorystyka.

Powierzchnie obiektu należy wykonać w następującej kolorystyce:

- zewnętrzne powierzchnie wanny	RAL 7039,
- elementy betonowe podwaliny ekranu akustycznego	
oczepy pali w części odkrytej -	RAL 7039,
- elementy stalowe (słupki) ekranu akustycznego -	RAL 7026,
- panele pochłaniające ekranu akustycznego -	RAL 5009,
- osłona przeciwporażeniowa	RAL 7026.

1.10. Technologie wykonania.

Konstrukcja „wanny” będzie wykonywana w kilku etapach z równoczesnym wykonywaniem min dwóch segmentów oraz następnych dwóch w trakcie wykonywania konstrukcji zasadniczej (żelbetowej) „wanny” na poprzednich. Z tego też powodu Wykonawca powinien dysponować sprzętem oraz konstrukcjami pomocniczymi (rozpory, kleszcze, pompy itp.) dla min czterech segmentów.

ETAP I

W pierwszym etapie należy zdjąć górną warstwę gruntu po osi wykopu na głębokość około 1m i szerokość min 20m oraz wbić ściankę szczelną po obrysie ścian podłużnych. Wysokość ścianki jest zmienna na długości „wanny” i należy ją pogrążyć do poziomu podanego na rys. nr 1.4.

ETAP II

Etap drugi polega na wykonaniu wykopu wzdłuż ścianek i założeniu stalowych kleszczy, wykonanych z dwóch dwuteowników spawanych do stalowych brusów.

ETAP III

W etapie tym należy pogłębić wykop o około 2 m do poziomu zwierciadła wody gruntowej

Głębokość wykopu w tym etapie uzależniona jest od pory roku wykonywania prac, a co za tym idzie poziomu wody gruntowej. Większa głębokość wykopu zdecydowanie ułatwi wykonanie pali kotwiących oraz pograżanie poprzecznej ścianki szczelnej. Z kolei wykonanie wykopu poniżej poziomu wody gruntowej utrudni pracę ciężkiego sprzętu do palowania i wbijania ścianek. Dlatego też wskazane jest, aby przed przystąpieniem do wszelkich prac wykonać kilka odwiertów i założyć studnie piezometryczne do badań poziomów wody gruntowej na danym odcinku roboczym i w danej porze roku.

ETAP IV

W etapie tym z poziomu dna wykopu wykonanego w poprzednim Etapie należy wykonać pale kotwiące wiercone, wykonywane w technologii zagłębiania i wyciągania rur obsadowych głowicą pokrętną oraz wbić poprzeczne ścianki szczelne dzielące całą „wannę” na segmenty montażowe.

Betonowanie pali należy zakończyć na poziomie spodu „korka” pozostawiając wystające zbrojenie pali na min 70cm (max 90cm). Powyższe wartości należy surowo przestrzegać gdyż utrudni to w późniejszym okresie założenie siatki zbrojeniowej „korka”.

ETAP V

W etapie tym należy założyć stalowe rozpory ścianki szczelnej zapewniające jej stateczność.

ETAP VI

Etap ten polega na wybraniu gruntu z przestrzeni między ściankami dla danego segmentu do projektowanego dna wykopu (poziom spodu „korka”). Wybieranie gruntu można prowadzić najpierw koparkami poruszającymi się wewnątrz segmentu do czasu pojawienia się wody gruntowej, później

poruszającymi się na górze wzdłuż ścianek (dopuszczalne obciążenie gruntu za ściankami 10kN/m^2) bądź przy użyciu płuczki ssącej.

ETAP VII

Kolejny etap polega na wykonaniu betonowego „korka”, zbrojonego dwoma warstwami siatek stalowych.

Dolną siatki należy sprefabrykować na pomoście roboczym podczepionym do konstrukcji rozpór i następnie opuścić na dno wykopu. Po opuszczeniu siatki przy pomocy nurka należy przymocować ją do zbrojenia pali tak aby ustabilizować dolną na poziomie około 10cm powyżej dna korka. Można również na dno wykopu opuścić (zatopić) klocki betonowe tzw. dystanse na których oprze się siatka stalowa i które zapewnią właściwe jej otulenie. Po ustabilizowaniu i zamocowaniu dolnej siatki można przystąpić do betonowania „korka” pod wodą.

Przy betonowaniu korka należy przestrzegać podstawowej zasady, która decyduje o właściwej jakości betonu w konstrukcji wykonanej pod wodą tj. **niedopuszczenia do kontaktu mieszanki betonowej z wodą.**

Tej zasadzie muszą być podporządkowane wszystkie czynności betonowania podwodnego. W przeciwnym wypadku zostaje wypłukany z mieszanki cement i ulega ona segregacji. Z tego też powodu betonowanie „korka” powinna wykonywać firma posiadająca duże doświadczenie w pracach betonowania podwodnego.

Betonowanie można realizować bądź metodą kontraktor bądź betonowania pompowego.

Betonowanie metodą kontraktor należy wykonywać bez przerw roboczych (ewentualne przerwy nie powinny być dłuższe niż 1.5 godziny) i z użyciem dwóch rur przesuwanych jednocześnie wzdłuż podłużnej osi segmentu zaczynając od ściany poprzecznej. Rury można zamocować na wózku (wykonanym w formie lekkiej kratownicy) poruszającym się po kleszczach podłużnych ścianki. Aby niedopuszczyć do kontaktu mieszanki z wodą, betonowanie metodą kontraktor powinno przebiegać następująco:

- ustawienie rur wlewowych w odległości około 2.5m od ściany poprzecznej,
- opuszczenie rur na dno wykopu do poziomu siatki zbrojeniowej, wskazane jest aby rura sięgnęła dna wykopu, a więc musi trafić w oczko siatki zbrojeniowej,
- umieszczenie w rurach korków w celu rozdzielenia mieszanki betonowej od wody wypełniającej rury,
- zepchnięcie korka w dół rur - około 1m od wlotu rury,
- wypełnienie mieszanką betonową rur powyżej korka i wypełnienie leja każdej rury,
- dolewanie do leja każdej rury mieszanki w miarę obniżania się jej w każdej rurze wlewowej,
- po ustaniu obniżania się mieszanki w skutek oparcia się korka na dnie wykopu, uniesienie każdej rury wlewowej powodujące wypłynięcie z nich porcji mieszanki na dno i natychmiastowe opuszczenie rur zatrzymujące dalszy wypływ mieszanki,
- kolejne uniesienie rur kilkanaście centymetrów i po ruszeniu mieszanki natychmiastowe opuszczenie na dno wykopu,
- powtarzanie tej czynności aż do uzyskania w wykopie (w rejonie rur) warstwy mieszanki grubości około 1 metr,
- podłużne przesunięcie rur z powtarzaniem podnoszenia i opuszczania rury,
- przestawienie wózka z rurami w następne pole między rozporami i wykonanie powyższych czynności ponownie.

Wskazane jest w celu przyspieszenia betonowania, aby Wykonawca rozpoczął betonowanie jednocześnie od dwóch ścian poprzecznych i posuwał się w kierunku środka segmentu.

Należy również rozważyć betonowanie trzema rurami wlewowymi poruszającymi się na wózku poprzecznie, w każdym polu między rozporami.

Bez względu jaką metodę betonowania zostanie zastosowana (dwie rury, trzy itp.), Wykonawca powinien dysponować sprzętem zapewniającym

intensywność betonowania korka min $0.4 \div 0.5 \text{ m}^3/\text{h}$ na 1 m^2 powierzchni dna wykopu.

Metoda betonowania pompowego z wykorzystaniem pompy tłokowej o dużej wydajności i mocy, wytwarzającej ciśnienie do 12MPa zapewnia małe prawdopodobieństwo przerwania podwodnej konstrukcji betonowej. Pompowanie mieszanki w tej metodzie powinno przebiegać w sposób ciągły i równomierny co umożliwi betonowanie z jednego położenia rury wlewowej bez jej podnoszenia i opuszczania. Tłoczona mieszanka w tej metodzie może mieć mniejszą zawartość wody, a więc mniejszy opad stożka niż w poprzedniej, czyli większą gęstość.

Poziom wierzchu mieszanki należy stale kontrolować sondą.

Po zabetonowaniu korka należy w nim zatopić górną siatkę zbrojeniową poprzez jej wciśnięcie w świeży beton. Siatki można sprefabrykować w panelach np. $5 \times 5 \text{ m}$ i zatapiać je w trakcie betonowania „korka” zachowując połączenie sąsiednich siatek na zakład min 80cm.

W celu wyeliminowania betonowania pod wodą „korka” betonowego można rozważyć ewentualne wykonanie przepony wodoszczelnej typu jet grouting, na poziomie spodu ścianki szczelnej o grubości zapewniającej jednocześnie pokonanie wporu słupa wody gruntowej.

ETAP VIII

Po związaniu przez beton korka (min 14 dni) można przystąpić do wypompowania wody.

Wodę należy pompować wysokowydajnymi pompami (przynajmniej kilkoma) zrzucając ją do kanalizacji miejskiej (po wcześniejszym uzgodnieniu z właścicielem) lub do specjalnie do tego celu zbudowanego rurociągu z ujściem do rzeki Odry (pompowana woda jest wodą gruntową niewymagająca podczyszczania).

Po wypompowaniu wody należy uszczelnić ewentualne przecieki na zamkach ścianek szczelnych poprzez wykonanie spawów uszczelniających, a na korku poprzez wykonanie iniekcji środkiem uszczelniającym.

Drobne przecieki nie stanowią jakiegokolwiek zagrożenia dla konstrukcji będą stanowić jedynie utrudnienie dla pracy ludzi i sprzętu wewnątrz segmentu. Należy nadmienić że część drobnych przecieków po kilku dniach „zamuli” się samoistnie przez drobne cząstki gruntu, dlatego też do wykonania uszczelnień należy przystąpić po kilku dniach od momentu wypompowania wody z segmentu.

Następnie na poziomie góry „korka” należy wykonać podsypkę z gruntu żwirowego zagęszczonego do 0.98^o PROCTORA z ukształtowaniem górnej powierzchni dostosowanej do pochylenia poprzecznego płyty dennej (2%). Na podsypce należy wykonać warstwę betonu podkładowego gr.10cm, a na nim izolację z dwóch warstw papy termozgrzewalnej. Szczególną uwagę należy zwrócić na prawidłowe przyklejenie kolejnych pasów papy termozgrzewalnej w miejscu zakładów oraz w miejscu „wyciągnięcia” papy na ścianki szczelne. Wykonaną warstwę izolacji należy zabezpieczyć betonem ochronnym o grubości 5 cm.

W etapie tym należy chronić żwirową posypkę przed nadmiernym chłonięciem wody opadowej lub gruntowej przesiąkającej przez ewentualne nieszczelne zamki ścianki, która to (woda) mogła by spowodować uszkodzenia betonu podkładowego i izolacji. W związku z tym w przypadku wystąpienia dużych przecieków wody gruntowej przez korek i zamki stalowej ścianki oraz wykonywania prac w deszczowych porach roku należy rozważyć ewentualność wykonanie w podsypce (przy ścianach) technologicznych rurociągów zbiorczych z rur perforowanych ze studniami i ewentualnie osuszenie jej poprzez okresowe pompowanie wody ze studni.

ETAP IX

Kolejny etap budowy polega na wykonaniu właściwej konstrukcji „wanny”. W pierwszej kolejności należy wykonać zbrojenie płyty dennej „wanny” oraz ścian pionowych (bocznych), które kotwione jest w płycie dennej. Po wykonaniu zbrojenia można przystąpić do jej zabetonowania. Betonowanie płyty należy prowadzić całym przekrojem posuwając się od jednej ze ścian poprzecznych do środka segmentu, a następnie zaczynać od drugiej ściany poprzecznej i posuwać się również do środka.

Jednocześnie należy zabezpieczyć się przed nadmiernym skurczem poprzez stosowanie dodatków do betonu. Nie należy stosować przerw w betonowaniu płyty.

ETAP X

Po osiągnięciu przez beton płyty normowej wytrzymałości ($R_B=35\text{MPa}$) i po min. 21 dniach można zdemontować stalowe rozpory. Rozpory należy demontować w sposób zapewniający ich ponowne wykorzystanie w następnym segmencie. W segmentach „głębokich” zaleca się jednak pozostawienie przynajmniej jednej rozpory.

ETAP XI

Kolejny etap polega na wykonaniu pozostałego zbrojenia ścian pionowych (bocznych), a następnie ich zabetonowaniu. Nie należy łączyć zbrojenia ścian ze stalową ścianką szczelną, wykonując 5 cm otulenie prętów zbrojeniowych. Po osiągnięciu przez beton ścian „wanny” normowej wytrzymałości ($R_B= 35\text{MPa}$) i po minimum 21 dniach można przystąpić do kolejnego etapu.

ETAP XII

W etapie tym można przystąpić do wykonania robót wykończeniowych tj. izolacji płyty dennej z pap termozgrzewalnych, jej warstwy ochronnej z betonu zbrojnego siatką ze stalowych prętów, zabezpieczenia powierzchniowego betonu ścian pionowych środkami do powierzchniowej ochrony, zbiorczego kolektora odwodnieniowego, konstrukcji nawierzchni tramwajowej itp.

Wykonanie segmentu przystankowego jest analogiczne jak typowego z tym, że przed betonowaniem płyty dennej należy w niej umieścić zbrojenie słupów podpierających strop zadaszenia przystanku, ścian schodów, murków i bloków fundamentowych słupów trakcyjnych.

Podane ETAPY dotyczą segmentów „głębokich”, dla segmentów początkowych i końcowych („płytkich”) można po wbiciu ścianek szczelnych od razu wykonać wykop do projektowanego dna, a na nim wylać „korek” i przystąpić do wykonania zasadniczej konstrukcji „wanny”.

Niektóre etapy budowy mogą również ulec zmianie w zależności od poziomu wody gruntowej, posiadanego przez Wykonawcę sprzętu, przyjętej technologii itp. i będą modyfikowane bezpośrednio na budowie.

1.11. Uwagi końcowe.

1. Roboty betonowe należy wykonać zgodnie z "Wymaganiami i zaleceniami dotyczącymi wykonywania betonów do konstrukcji mostowych" - opracowanych przez Generalną Dyрекcję Dróg Publicznych w Warszawie w 1990r.
2. Przed rozpoczęciem robót ziemnych należy wykonać próbne przekopy celem identyfikacji przebiegu ewentualnych nie zinwentaryzowanych przewodów instalacyjnych.
3. Prace w obrębie przewodów instalacyjnych należy uzgodnić i prowadzić pod nadzorem użytkowników.
4. Wszystkie przewody instalacyjne w obrębie robót należy zabezpieczyć na czas prowadzenia robót.
5. Wszystkie roboty, a szczególnie montażowe i rusztowaniowe oraz z zastosowaniem materiałów niebezpiecznych, należy prowadzić z zachowaniem przepisów BHP.
6. Wszystkie zastosowane materiały powinny posiadać dopuszczenia do stosowania w budownictwie.
7. Przed rozpoczęciem robót należy wykonać inwentaryzację fotograficzną sąsiadujących obiektów w celu oceny wpływu robót palowych na ich stan techniczny.
8. Ze względu na utrudnienia jakie mogą powstać w trakcie betonowania pod wodą „korka” istnieje alternatywne rozwiązanie betonowania jego „na sucho” np. po obniżeniu poziomu wody gruntowej do poziomu

minimum jego spodu, poprzez wykonanie wzdłuż ścian podłużnych wewnątrz i na zewnątrz segmentu, kilku studni z igłofiltrami (należy jednak się liczyć z dużym zasięgiem leja depresyjnego, a w związku z tym wpływem takiej technologii na sąsiadujące z budową budynki) lub wykonanie przepony wodoszczelnej typu jet grouting, na poziomie spodu ścianki szczelnej o grubości zapewniającej jednocześnie pokonanie wyporu słupa wody gruntowej. Taki sposób wykonania „wanny” wymaga opracowania stosownych projektów, uzgodnionych z Głównym Projektantem, Geologiem Wojewódzkim i innymi stosownymi instytucjami. Opracowania i uzgodnienia takie leżą po stronie Wykonawcy.

9. Dopuszcza się zastosowanie innych materiałów niż przewidziano w niniejszym projekcie, po uzgodnieniu zmian z Głównym Projektantem i Inwestorem.

Zmiany w konstrukcji mogą być wprowadzone jedynie po wykonaniu stosownych opracowań zatwierdzonych przez Głównego Projektanta.

Wykonawca przed przystąpieniem do prac przedstawi Projektantowi i Nadzorowi całą technologię wykonania wszystkich prac związanych z wykonaniem „wanny” do akceptacji, i po jej uzyskaniu może dopiero przystąpić do wszelkich robót.

10. Formy dla elementów betonowych odsłoniętych (od środka) należy wykonać z materiału zapewniającego jednolitą i gładką fakturę betonu.
11. Wszelkie prace mogące zanieczyścić teren należy wykonywać z zastosowaniem ekranów osłonowych.
12. Należy przestrzegać wszystkich zaleceń podanych w Specyfikacjach Technicznych, Normach i literaturze fachowej.

Wykonał

mgr inż. M Wałęga

Gdańsk, marzec 2011