



Rok założenia 1990

Certyfikat Polskiego Komitetu
Geotechniki nr 0009

ZAKŁAD INŻYNIERYJNY „GEOREM”®

mgr inż. Andrzej Kubański

41-200 Sosnowiec, ul. Mikołajczyka 59a

Tel/fax (0-32) 266-20-26, 27

NIP : 644-002-06-59

e-mail: georem@georem.pl

Inwestor:	Zarząd Dróg Powiatowych w Bielsku-Białej ul. T. Regeja 81 43-382 Bielsko-Biała
Zamawiający:	Powiat Bielski ul. Piastowska 40 43-300 Bielsko-Biała
Obiekt:	Droga Powiatowa 4469S w miejscowości Bestwina w km 1+250
Działki nr:	917/4, 979/1, 989, 990, 991, 2356
Nazwa opracowania:	PROJEKT WYKONAWCZY Zabezpieczenie i stabilizacja osuwiska na drodze powiatowej 4469S w miejscowości Bestwina w km 1+250 w ramach Projektu Ośłona Przeciwosuwiskowa zadanie: Likwidacja osuwiska na drodze powiatowej 4469S w miejscowości Bestwina w km 1+250 (ID 24/PB/5)
Część:	II OPIS TECHNICZNY
Zespół projektowy:	mgr inż. Sebastian Bielski

mgr inż. Krystyna Kębsol
Upr. bud. w zakresie instalacji sanitarnych 374/91

mgr inż. Milan Sternik
Upr. budowlane 213/02

mgr inż. Konrad Wanik
Upr. budowlane SLK/1636/POOK/07
Upr. budowlane SLK/2124/OWOK/08

Zespół sprawdzający: inż. Jarosław Frycz
Upr. budowlane SLK/0778/POOD/05

mgr inż. Kazimierz Spyra
Upr. budowlane 38/2003

Sosnowiec, listopad 2009r.

SPIS TREŚCI

- 1. WSTĘP**
 - 1.1. Podstawa opracowania
 - 1.2. Materiały wyjściowe
- 2. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA**
- 3. LOKALIZACJA**
- 4. ZARZĄDCA DROGI**
- 5. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO**
- 6. URZĄDZENIA OBCE**
- 7. WARUNKI GEOTECHNICZNE**
- 8. ANALIZA STATECZNOŚCI ZBOCZA**
 - 8.1. Założenia obliczeniowe
 - 8.2. Analiza uzyskanych wyników
- 9. OPIS PROJEKTOWANYCH ROZWIĄZAŃ**
 - 9.1. Wytyczne
 - 9.2. Zakres robót
 - 9.3. Układ drogowy
 - 9.4. Kanalizacja dla odwodnienia drogi
 - 9.5. Odwodnienie powierzchniowe
 - 9.6. Odwodnienie wgłębne
 - 9.7. Zabezpieczenie stateczności drogi
 - 9.8. Wykonanie konstrukcji oporowej z gabionów
 - 9.9. Wykonanie bariery energochłonnej
 - 9.10. Zalecenia wykonawcze
 - 9.11. Środowisko
- 10. WYCINKA DRZEW**
- 11. REPER WYSOKOŚCIOWY**
- 12. RUCH KOŁOWY NA OKRES ROBÓT**

ZAŁĄCZNIKI

Załącznik 1. Zbiorcza metryka kolumn iniekcyjnych

Załącznik 2. Zbiorcza metryka pali iniekcyjnych

1. WSTĘP

1.1 Podstawa opracowania

Niniejszą dokumentację opracowano na podstawie umowy nr 251/2009 z dnia 18.05.2009r., zawartej pomiędzy Zamawiającym w instytucji Powiat Bielski z siedzibą w miejscowości Bielsko-Biała, ul. Piastowska 40, a Wykonawcą tj. Zakładem Inżynieryjnym Georem mgr inż. Andrzej Kubański z siedzibą w Sosnowcu przy ul. Mikołajczyka 59a.

1.2. Materiały wyjściowe

Merytoryczną podstawę opracowania stanowią następujące źródła informacji rzeczowej:

- [1] Dokumentacja Geologiczno – Inżynierska: „Bestwina, ul. Gen. Hallera – likwidacja osuwiska na drodze powiatowej nr 4469S, w km 1+250” opracowana przez GEOSOND s.c., 43-450 Ustroń, ul. Katowicka 11.
- [2] Koncepcja projektowa: „Zabezpieczenie i stabilizacja osuwiska na drodze powiatowej 4469S w miejscowości Bestwina w km 1+250 w ramach Projektu Oslona Przeciwośuwiskowa zadanie: Likwidacja osuwiska na drodze powiatowej 4467S w miejscowości Bestwina w km 1+250 (ID 24/PB/5)” opracowana przez Z. I. Georem mgr inż. Andrzej Kubański, ul. Mikołajczyka 59a, 41-200 Sosnowiec.
- [3] Mapa sytuacyjno-wysokościowa do celów projektowych aktualna na dzień 17.08.2009r.
- [4] Wypis i wyrys ze skorowidza działek.
- [5] Dokumentacja formalno-prawna związana z przedmiotem niniejszego opracowania.
- [6] Normy i literatura techniczna związana z przedmiotem niniejszego opracowania.
- [7] Informacje uzyskane w drodze wywiadu.
- [8] Wizje lokalne i uzgodnienia.

2. PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest projekt zabezpieczenia osuwiska na odcinku drogi powiatowej nr 4469S w miejscowości Bestwina w km 1+250. Łączna długość zabezpieczanego odcinka drogi powiatowej wynosi około 158,5m, a zakres opracowania obejmuje:

- wzmocnienie podłoża kolumnami iniekcyjnymi wykonanymi w technologii „jet grouting”,
- wykonanie konstrukcji oporowej z gabionów zamocowanych na palach iniekcyjnych „jet grouting”,
- regulację istniejących krawędzi jezdni,
- remont nawierzchni jezdni,
- uzupełnienie i umocnienie korpusu drogowego na odcinku osuwiska,
- uporządkowanie istniejącego systemu odwodnienia drogowego,
- wykonanie bariery energochłonnej.

3. LOKALIZACJA

Droga powiatowa nr 4469S w miejscowości Bestwina, km 1+250, odcinek długości około 158,5m, działki nr: 917/4, 979/1, 989, 990, 991, 2356.

4. ZARZĄDCA DROGI

Zarząd Dróg Powiatowych w Bielsku-Białej, ul. T. Regera 81, 43-382 Bielsko-Biała.

5. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO

Droga powiatowa nr 4469S w km 1+250 na odcinku planowanych prac zabezpieczających jest ulicą lokalną i składa się z jednej jezdni o dwóch pasach ruchu, po jednym w każdym kierunku. Ulica posiada nawierzchnię wykonaną z betonu asfaltowego o zmiennej grubości wynoszącej od 0,20m do 0,26m. Nawierzchnia na przedmiotowym odcinku jest w bardzo złym stanie technicznym. Widoczne są liczne spękania, ubytki oraz ślady będące wynikiem ruchów osuwiskowych w korpusie drogowym. Ulica na przedmiotowym odcinku otoczona jest od strony wschodniej jeziorem, zaś od strony zachodniej za rowem zlokalizowane są posesje siedliskowe. Szerokość istniejącej jezdni jest zmienna i waha się w granicach od 4,5 do 5,5m. Jezdnia obramowana jest poboczem szerokości 0,75m, które nie jest umocnione, a częściowo zarasta go trawa. Odwodnienie drogowe na przedmiotowym odcinku zapewniają istniejące rowy wprowadzone do odcinka kanalizacji deszczowej oraz przepusty rurowe pod drogą. Na odcinkach osuwisk szerokość jezdni jest drastycznie zmniejszona nawet o połowę, elementy te zostały doraźnie oznakowane odpowiednimi tablicami ograniczonej skrajni.

6. URZĄDZENIA OBCE

W rejonie projektowanych prac, na obszarze nie objętym zakresem przewidzianym w niniejszym projekcie, przebiega kanalizacja deszczowa. Sieć ta nie koliduje z projektowanymi pracami. Projektuje się przebudowę końcowego odcinka istniejącej kanalizacji deszczowej celem włączenia odwodnienia drogowego oraz wymianę istniejącej studzienki.

Na remontowanym odcinku drogi planuje się wykonanie wodociągu wg odrębnej dokumentacji nie stanowiącej przedmiotu niniejszego opracowania. Projektowany wodociąg przebiegał będzie równolegle do osi drogi za linią gabionów od strony stawu.

Na obszarze objętym zakresem przedmiotowego opracowania występuje również przepust drogowy. Projektowane prace przewidują jedynie jego oczyszczenie oraz obustronne umocnienie przy wylotach z wykorzystaniem gabionów oraz narzutu kamiennego.

7. WARUNKI GEOTECHNICZNE

Na podstawie wykonanych otworów geologicznych [1] stwierdzono, że pod nawierzchnią bitumiczną (o grubości 0,20-0,26m) występują utwory antropogeniczne w postaci nasypów okruchowych, zaś poniżej pasa drogowego przeważają nasypy spoiste, o niewielkiej konsolidacji. Utwory antropogeniczne, poza korpusem drogowym, charakteryzują się zróżnicowanym zagęszczeniem i konsolidacją, co świadczy o ich rozluźnieniu w wyniku osiadań. Poniżej utworów antropogenicznych zalegają grunty akumulacji rzecznej i rzeczno-zastoiskowej zarówno grunty niespoiste, jak i spoiste oraz mało spoiste, a także sporadycznie namuły organiczne. Pod tymi gruntami znajdują się utwory miocenu głównie w postaci iłów pylastych. W rejonie osuwiska drogowego, w sąsiedztwie południowego odcinka drogi, linia stropu miocenu gwałtownie zapada w kierunku zachodnim, tworząc płaszczyznę poślizgu dla wyżej leżących utworów młodszych.

Ogólnie w podłożu dokumentowanego terenu występują grunty antropogeniczne – nasypy niebudowlane; grunty niespoiste i mało spoiste w postaci piasków drobnych i pylastych, przewarstwionych pyłami, piaskami gliniastymi i glinami; grunty rodzime spoiste próchnicze i organiczne w postaci glin pylastych w stanie plastycznym; grunty spoiste plastyczne w postaci glin pylastych, rzadziej glin pylastych zwięzłych, z przewarstwieniami piasku, piasku gliniastego i pyłu; grunty spoiste twardoplastyczne wykształcone w postaci glin pylastych, rzadziej glin pylastych zwięzłych; ropy pylaste i gliny pylaste zwięzłe w stanie twardoplastycznym wraz z głębokością przechodzące w stan półzwały oraz ropy pylaste i ropy miocenu morskiego w stanie od półzwałowego do zwalowego.

Na badanym terenie nawiercono wodę gruntową o zwierciadle swobodnym i tylko sporadycznie napiętą na głębokości 1,2-2,2m p.p.t. Poziom piezometryczny stabilizował się na głębokości 1,2-2,2m p.p.t. (254,20-255,47m n.p.m.). Warstwę wodonośną stanowią piaski holoceniowe oraz nasypy okruchowe. W trzech otworach nie nawiercono wody (otwór nr 1, 2, 3).

Szczegóły dotyczące budowy geologicznej podłoża gruntowego na przedmiotowym obszarze zawiera Dokumentacja Geologiczno-Inżynierska [1] oraz wykonany dodatkowy otwór geotechniczny.

8. ANALIZA STATECZNOŚCI

Celem analizy stanu obecnego przedmiotowego odcinka drogi oraz weryfikacji przyjętego sposobu zabezpieczenia i stabilizacji osuwiska wykonano obliczenia stateczności z wykorzystaniem oprogramowania komputerowego GEO5 – Stateczność zbocza firmy FINE Sp. z o.o. W dalszej części opracowania przedstawiono szczegółowe założenia oraz uzyskane wyniki.

8.1. Założenia obliczeniowe

Ze względu na zmienną geometrię przedmiotowego odcinka drogi oraz zróżnicowanie budowy geologicznej obliczenia prowadzono w czterech przekrojach oznaczonych 1-1, 2-2, 3-3 oraz 4-4. Przeanalizowano zarówno sytuację jaka występuje w stanie obecnym celem weryfikacji przyjętych modeli obliczeniowych, jak również stan jaki będzie występował po wykonaniu projektowanych prac.

Parametry fizykomechaniczne gruntów użyte w obliczeniach przyjęte zostały zgodnie z dokumentacją geologiczno-inżynierską [1]. Natomiast parametry konstrukcji drogi, podłoża wzmocnionego kolumnami „jet grouting” oraz gabionów przyjęto w następujący sposób:

- dla konstrukcji drogi:
 $\gamma=19,6\text{kN/m}^3$, $\phi=36^\circ$, $c=0\text{kPa}$,
- dla podłoża wzmocnionego kolumnami „jet grouting”:
 $\gamma=19,94\text{kN/m}^3$, $\phi=23,5^\circ$, $c=57,5\text{kPa}$
- dla gabionów:
 $\gamma=21,0\text{kN/m}^3$, $\phi=42^\circ$, $c=12,5\text{kPa}$.

Przyjęte wartości parametrów podłoża wzmocnionego kolumnami iniekcyjnymi „jet grouting” wynikają z ich ilościowego udziału w ogólnym bilansie mas z uwzględnieniem

parametrów wytrzymałościowych poszczególnych gruntów. Do określenia w/w parametrów założono występowanie w całym masywie wzmocnionym kolumnami iniekcyjnymi gruntów o najgorszych parametrach (z występujących), co stanowi dodatkowy zapas bezpieczeństwa.

Jako obciążenie zewnętrzne przyjęto obciążenie naziomu związane z ruchem pojazdów kołowych występującym w rozważanym pasie drogowym zgodnie z zaleceniami normowymi.

Analizy przeprowadzono następującymi metodami:

- Bishopa,
- Pettersona,
- Sarma.

Dla stanu istniejącego analizowano płaszczyzny poślizgu obejmujące korpus drogowy przeprowadzając każdorazowo optymalizację powierzchni poślizgu celem określenia najmniejszego z możliwych wskaźników stanu równowagi. Dla modelu stanu projektowanego zrezygnowano z analizy stateczności w przekrojach, w których uzyskane na etapie analizy stanu istniejącego wskaźniki stanu równowagi wynosiły $F > 1,5$.

8.2. Analiza uzyskanych wyników

Zestawienie wartości wskaźników stanu równowagi uzyskanych z przeprowadzonych analiz dla poszczególnych przekrojów przedstawiono w tab. 1. Szczegółowy wyciąg z przeprowadzonych obliczeń wraz z przyjętymi danymi wyjściowymi zawarto w Egzemplarzu Archiwalnym.

Tablica 1. Zestawienie wartości wskaźników stanu równowagi uzyskanych dla analizowanych przypadków obliczeniowych.

	METODA	PRZEKRÓJ			
		1-1	2-2	3-3	4-4
STAN ISTNIEJĄCY	Bishop	1,00	0,86	2,46	0,95
	Petterson	0,92	0,81	2,28	0,90
	Sarma	0,96	0,87	2,12	0,96
STAN PROJEKTOWANY	Bishop	2,16	1,90	-	1,87
	Petterson	2,11	1,85	-	1,84
	Sarma	2,47	2,06	-	2,68

Dla każdego przypadku obliczeniowego, powierzchnia poślizgu odpowiadająca minimalnej wartości wskaźnika stanu równowagi F , pozwala wnioskować o możliwości wystąpienia osuwiska. Wystąpienie osuwiska można uznać za:

bardzo mało prawdopodobne, gdy $F > 1,5$

mało prawdopodobne,
prawdopodobne,
bardzo prawdopodobne,

gdy $1,3 < F < 1,5$
gdy $1,0 < F < 1,3$
gdy $F < 1,0$

Projektując zabezpieczenia dla obiektów uznanych za ważne przyjmuje się, że wymagany wskaźnik stanu równowagi, zwany też współczynnikiem stateczności, powinien spełniać warunek $F > 1,5$ co jest zgodne z obowiązującymi aktualnie przepisami [6], a przede wszystkim Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.

Analizy wykonane dla stanu wyjściowego potwierdzają zjawiska obserwowane na przedmiotowym obszarze odcinka drogi (powstałe osunięcia korpusu drogowego). Szczególnie zagrożony wystąpieniem osuwiska jest korpus drogowy wraz ze skarpą w sąsiedztwie przepustu oraz na łuku poziomym przy końcowym odcinku drogi. Uzyskany minimalny wskaźnik stanu równowagi wynosi $F = 0,81$ dla przekroju 2-2, co należy interpretować jako bardzo prawdopodobne wystąpienie dalszych osunięć korpusu drogowego. Dla wszystkich z przeprowadzonych analiz stanu obecnego na w/w odcinkach uzyskane wskaźniki stanu równowagi nie spełniają wymaganego warunku $F > 1,5$, widoczne są jedynie niewielkie rozbieżności uzyskanych wyników dla poszczególnych przekrojów. Jedynie odcinek środkowy (przekrój 3-3), na którym występuje przypora ziemna wykazuje wystarczające wskaźniki stanu równowagi. Wyniki uzyskane dla zastosowanych metod obliczeniowych charakteryzuje duża zbieżność.

Sytuacja ta wymusza zastosowanie zabiegów zwiększających stateczność przedmiotowych skarp, na których zlokalizowany jest korpus drogowy.

Uwzględniając powyższe projektuje się wykonanie zabezpieczenia i stabilizacji przedmiotowego odcinka drogi powiatowej 4469S z wykorzystaniem kolumn iniekcyjnych formowanych w technologii iniekcji strumieniowej „jet grouting” wraz z uporządkowaniem warunków gruntowo wodnych oraz odbudową korpusu drogi. Szczegóły przedmiotowego rozwiązania przedstawiono w dalszej części niniejszego opracowania.

Analiza stanu projektowanego wykazała słuszność przyjętych rozwiązań. Najmniejszy wskaźnik stanu równowagi dla stanu projektowanego uzyskano stosując metodę Pettersona dla przekroju 4-4 i wynosi on $F = 1,84$. Wartość ta zapewnia spełnienie warunku stateczności, gdzie wymagany wskaźnik stanu równowagi musi spełniać warunek $F > 1,50$. Modyfikowanie ilościowe prac stabilizujących dla odcinków w obrębie poszczególnych przekrojów obliczeniowych nie jest wskazane ze względu na trudny do uchwycenia zakres ich ważności. Jedynie dla środkowego odcinka drogi, ze względu na uzyskane satysfakcjonujące wielkości wskaźnika równowagi, zmniejszono zakres ilościowy prac wzmacniających.

9. OPIS STANU PROJEKTOWANEGO

9.1. Wytyczne

Zgodnie z wytycznymi do projektu Zamawiającego, projekt ma na celu zabezpieczenie nasypu drogowego przed dalszym podmywaniem przez wody stawu, zabezpieczenie osuwiska, odwodnienie korpusu drogi i wzmocnienie nawierzchni jezdni. Projektowane prace mają na celu

zabezpieczenie korpusu drogi przed uszkodzeniami spowodowanymi wystąpieniem ruchów osuwiskowych podłoża.

9.2 Zakres prac

Na prace projektowane w ramach niniejszego zadania składają się:

- wzmocnienie podłoża kolumnami formowanymi w technologii iniekcji strumieniowej „jet grouting”,
- wykonanie konstrukcji oporowej z gabionów zamocowanych na palach iniekcyjnych „jet grouting”,
- regulacja istniejących krawędzi jezdni,
- remont nawierzchni jezdni,
- uzupełnienie i umocnienie korpusu drogowego na odcinku osuwiska,
- uporządkowanie istniejącego systemu odwodnienia drogowego,
- wykonanie bariery energochłonnej.

9.3 Układ drogowy

9.3.1 Plan sytuacyjny

Niniejsze rozwiązanie techniczne przewiduje remont istniejącej nawierzchni jezdni na szerokości 4,50m – 5,50m, obustronnych poboczy na szerokości 0,75m oraz regulacji istniejącego systemu odwodnienia drogowego.

Trasa osi ulicy Hallera składa się z odcinków prostych połączonych łukami poziomymi. Parametry łuku osi zestawiono w poniższej Tabelicy 2 oraz w części rysunkowej niniejszego opracowania.

Tabelica 2. Parametry łuku osi ulicy Hallera.

Lp.	Kąt (o)	Kąt (grad)	R	T	W	Ł
W 1	6,13	6,81	100,00	5,35	0,14	10,70
W 2	2,58	2,87	100,00	2,25	0,03	4,50
W 3	4,36	4,84	300,00	11,42	0,22	22,83
W 4	14,53	16,14	50,00	6,37	0,40	12,68
W 5	38,95	43,28	30,00	10,61	1,82	20,39

Podstawą wyniesienia projektowanych robót będzie wytyczenie przebiegu uregulowanej osi ulicy Hallera. Zasadnicza oś ulicy Hallera na przedmiotowym odcinku opisana jest poprzez pięć wierzchołków które ze względu na rozmiar kąta zwrotu kwalifikują się do wyokrąglenia łukiem kołowym. Współrzędne wierzchołków określone są w Tabelicy 3.

Tablica 3. Współrzędne wierzchołków ulicy Kościelnej.

L.p.	Obiekt	Y	X
1	KM 0,0+00,00	245 099,35	831 215,86
2	W-1	245 105,61	831 201,17
3	W-2	245 116,92	831 164,01
4	W-3	245 126,71	831 125,71
5	W-4	245 131,38	831 099,21
6	W-5	245 129,40	831 074,29
7	KM 0,1+40,62	245 129,41	831 079,87
8	KM 0,1+58,51	245 120,33	831 064,74

9.3.2 Profil podłużny remontowanego odcinka

Profil podłużny jest zgodny z istniejącą niweletą ulicy Hallera, lecz uregulowany w sposób mający poprawić odwodnienie przedmiotowego odcinka. Pochylenia podłużne zastosowane na przedmiotowym odcinku wahają się od $i=0,80\%$ do $1,72\%$, tam gdzie było to możliwe załomy niwelety wyokrąglono łukami pionowymi o promieniu w zakresie od 500 do 1000m.

9.3.3 Przekrój poprzeczny

W związku z remontem nawierzchni jezdni oraz poboczy wyregulowano przekrój poprzeczny do szerokości 4,50m (do 5,50 na łuku W-5 – zgodnie ze stanem istniejącym) dla jezdni i 0,75m dla poboczy gruntowych. Jezdnię obramowano poboczem gruntowym o szerokości 0,75m na całym odcinku. Dla projektowanego odcinka założono kilometrą roboczy.

Istotnym elementem remontu jest udrożnienie istniejącego przepustu oraz uporządkowanie istniejącego systemu odwodnienia liniowego, które projektuje się wykonać poprzez ułożenie prefabrykowanych koryt betonowych typu SW 1457 oraz wykonanie drenażu francuskiego wzdłuż krawędzi zachodniej.

Odbiornikiem wód ze ścieku prefabrykowanego oraz drenażu francuskiego jest przepust w km 0,0+41,20, zaś drugim odbiornikiem wód powierzchniowych jest zabudowany w km 0,1+40,62 wpust uliczny, który należy podpiąć do istniejącej studni rewizyjnej na kanalizacji deszczowej.

Zaprojektowana konstrukcja jezdni składa się z następujących warstw:

- 5 cm warstwa ścieralna z betonu asfaltowego 0-12,5mm,
- 6 cm warstwa wiążąca z betonu asfaltowego 0-25mm,
- 7 cm podbudowa z betonu asfaltowego 0-25 mm,
- 25-34 cm podbudowa z tłucznia kamiennego stabilizowanego mechanicznie 0-63 mm,

- 25 cm materac z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie 0/63 mm, owinięty geosiatką,
- 25 cm materac z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie 31,5/63 mm, owinięty geosiatką,
- 10 cm podsypka piaskowa,
- geokompozyt drenarski.

Powyższa konstrukcja zostanie ułożona na odcinku podłoża wzmocnionego przy wykorzystaniu kolumn iniekcyjnych wykonanych w technologii „jet grouting”. Przed ułożeniem warstw konstrukcyjnych należy uzyskać na podłożu nośność podłoża wyrażoną wtórnym modułem odkształcenia na poziomie $E_2=120$ MPa.

Korytka należy posadawiać na wilgotnym, świeżym i niestężonym betonie klasy B-20.

Szczegóły przyjętych rozwiązań przedstawiono w części rysunkowej niniejszego opracowania.

9.3.4 Uwagi

- W miejscach zbliżeń do istniejącego uzbrojenia roboty wykonywać ręcznie i pod nadzorem właścicieli sieci.
- Wszystkie materiały użyte do budowy dróg powinny mieć ważny atest.
- Wszystkie skarpy nasypów których pochylenie byłoby ostrzejsze niż w stosunku 1:1 należy dodatkowo zabezpieczyć za pomocą siatki drobnootworowej.

9.3.5 Roboty przygotowawcze

Roboty przygotowawcze obejmują:

- geodezyjne wytyczenie trasy,
- rozbiórkę istniejących nawierzchni.

9.4 Kanalizacja dla odwodnienia drogi

Odwodnienie drogowe na przedmiotowym odcinku zapewniają istniejące rowy wprowadzone do odcinka kanalizacji deszczowej oraz przepusty rurowe pod drogą. Dla uregulowania odprowadzenia wód opadowych oraz zapewnienia właściwego ich odprowadzenia projektuje się częściową przebudowę kanalizacji deszczowej w rejonie remontowanego odcinka drogi. W części północnej wody opadowe z drenażu oraz korytek ściekowych projektu je się odprowadzić za pomocą studni S1 i przejścia kanalizacyjnego do istniejącego rowu i istniejącego przepustu rurowego pod drogą. W części południowej w czasie prowadzenia robót przygotowawczych do wykonania kolumn iniekcyjnych, należy zweryfikować przebieg istniejącego odcinka kanalizacji deszczowej pod przebudowywanym odcinkiem drogi. W przypadku stwierdzenia jego bezpośredniego wpięcia w istniejącą kanalizację $\phi 300$ należy go przebudować zgodnie z przedstawionym projektem. W przypadku stwierdzenia odrębności tego odcinka od istniejącej kanalizacji w/w odcinek odtworzyć, a przebudować tylko wylot kanalizacji od studni S2 do stawu.

9.4.1. Materiały - studzienki, rury

Wody z projektowanego drenażu oraz wody z korytka ściekowego do studzienek tworzywowych S1 i S2 \varnothing 600 zwieńczonych wpustem ulicznym żeliwnym D 400 z wiaderkiem osadnikowym typu D1. Studzienki o przegłębieniu 40cm. Przejście rur PVC prze ścianki studzienek wykonać jako szczelne np. za pomocą wkładki „in situ”.

Materiałem do przejść kanalizacji deszczowej pod przebudowywanym odcinkiem drogi będą rury PVC-U kanalizacyjne kielichowe, łączone na uszczelki gumowe, o średnicach D 315 mm i grubości ścianki 9,2 mm oraz D 200 mm i gr. 5,9 mm. (S-16,7) Producentami tych rur są m.in. „Wavin” Metalplast-Buk, PPHT „Kaczmarek” Malewo, „Gamrat” Jasło.

Wyloty kanalizacji do rowów obetonować.

9.4.2. Roboty ziemne

Wykopy pod przewody z rur PVC powinny być prowadzone zgodnie z normą branżową BN-83/8836-02.

Projektuje się wykonać wykopy wąskoprzestrzenne o ścianach pionowych, odpowiednio odeskowanych z zastosowaniem rozpór.

9.4.3. Odwodnienie wykopów

Projektuje się zastosowanie metody odwodnienia powierzchniowego polegającej na odprowadzaniu powierzchniowej wody w miarę głębienia wykopu. Przy większym napływie wód (np. opadowych) na powierzchni terenu należy ustawić ręczne lub spalinowe pompy membranowe i odpompować wody poza wykop.

9.4.4. Podłoże i zasyp przewodu

a) Podłoże.

Grubość podsypki pod rurociąg nie może być mniejsza niż 0,20 m i wykonana winna być z piasku, piasku gliniastego albo gliny piaszczystej odpowiednio zagęszczonej.

Podsypka powinna spełniać następujące wymagania:

- nie powinna zawierać cząstek większych niż 0,002 m,
- nie powinna być zmrożona,
- nie może zawierać przypadkowych ostrych kamieni lub innego rodzaju łamanego materiału.

Podłoże powinno być tak wyprofilowane, aby rura spoczywała na nim 1/4 swojej powierzchni.

b) Zasyпка rurociągu.

Zasyпка przewodu w wykopie składa się z dwóch warstw:

- warstwy ochronnej o wysokości 30 cm ponad wierzch rury,
- warstwy do powierzchni terenu lub wymaganej rzędnej.

Materiałem warstwy ochronnej jest grunt piaszczysty bez grud i kamieni. Zasyпка warstwy ochronnej wymaga zagęszczenia przez ubijanie. Zasypkę wykopu powyżej tej warstwy dokonuje się gruntem rodzimym, z jednoczesnym zagęszczeniem i rozbiórką ewentualnych odeskowań i rozpór. Wskaźnik zagęszczenia gruntu wg PN-74/B-02480.

9.4.5. Próby szczelności rurociągu.

Przewód powinien być poddany badaniom w zakresie szczelności na eksfiltrację i infiltrację wód. Sposób przeprowadzenia i pełny zakres wymagań związanych z próbą szczelności – w normie PN-92/B-10735.

9.4.6. Uwagi końcowe.

Całość robót wykonać zgodnie z:

- Warunkami technicznymi wykonania i odbioru robót cz. II – Instalacje sanitarne i przemysłowe,
- Warunkami technicznymi wykonania i odbioru rurociągów z tworzyw sztucznych - Warszawa 1994,
- Polskimi Normami,
- przepisami BHP.

9.5 Odwodnienie powierzchniowe

Odprowadzenia wód powierzchniowych z jezdni przewidziano za pomocą korytek ściekowych prefabrykowanych typu SW 1457 ułożonych wzdłuż pobocza po zachodniej stronie drogi. Korytka ściekowe projektuje się na podsypce piaskowej grubości 3cm. Woda z koryta ściekowego zostanie odprowadzona do projektowanej studni tworzywowej $\varnothing 600\text{mm}$, a stamtąd do rowu i przebudowywanej kanalizacji deszczowej $\varnothing 300\text{mm}$.

Szczegóły przyjętych rozwiązań przedstawiono w części rysunkowej niniejszego opracowania.

9.6 Odwodnienie wglębne

W celu odwodnienia wglębnego korpusu drogi zaprojektowano dren francuski pod korytem ściekowym ułożonym po zachodniej stronie drogi. Dren francuski należy wykonać w wąskim wykopie o szerokości dna 0,5m. Ujęcie wód z drenu francuskiego przewidziano do projektowanych studni tworzywowych $\varnothing 600\text{mm}$ (tak jak wód z koryta ściekowego), a dalej do istniejącego rowu oraz do przebudowywanej kanalizacji deszczowej $\varnothing 300\text{mm}$ (do studzienki S1).

W konstrukcji drenu francuskiego zastosowano:

- rurkę drenarską D160,
- geowłókninę,
- wypełnienie drenu kruszywem naturalnym lub żwirem o granulacji 31,5/63mm.

Szczegóły przyjętych rozwiązań przedstawiono w części rysunkowej niniejszego opracowania.

9.7 Zabezpieczenie stateczności drogi

Uwzględniając stopień i charakter zniszczeń nawierzchni jezdni zabezpieczenie stateczności drogi projektuje się wykonać za pomocą wzmocnienia podłoża kolumnami iniekcyjnymi „jet grouting” średnicy 60cm i długości min. 6,5m. Długość kolumn należy dostosować do panujących lokalnie warunków gruntowych tak, aby zapewnić zagłębienie min. 0,5m w warstwie IIIb. Przyjęto rozstaw kolumn w siatce około 1,40x1,50m (1,4x2,5m dla środkowego odcinka drogi) z przesunięciem co drugi rząd i w dostosowaniu do istniejących sieci uzbrojenia terenu.

Przedstawione powyżej rozwiązanie projektuje się zastosować na całkowitej długości zabezpieczanego odcinka drogi tj. na długości około 158,5m. Przedmiotowe roboty zabezpieczające spowodują ingerencję w konstrukcję jezdni. Projektuje się całkowitą odbudowę jezdni.

Szczegóły przyjętych rozwiązań przedstawiono w części rysunkowej niniejszego opracowania. Zaleca się, aby użyte materiały posiadały aprobatę techniczną ITB.

9.7.1 Technologia wykonania kolumn iniekcyjnych.

Technologia wykonania kolumn iniekcyjnych „jet grouting” polega na wierceniu otworów w podłożu gruntowym i formowaniu buław nośnych kolumn przy wykorzystaniu energii kinetycznej strumienia wypływającego z dyszy, który podczas ruchu obrotowego z jednoczesnym posuwem narzędzia wierzącego w dół i górę, urabia i wypełnia ośrodek gruntowy iniektem. W analizowanym przypadku wtłaczanym medium będzie zaczyn cementowy sporządzony z cementu portlandzkiego.

Roboty wiertniczo-iniekcyjne obejmują następujące czynności:

- zainstalowanie sprzętu,
- wytyczenie miejsc otworów iniekcyjnych,
- odwiercenie otworu o średnicy od 100mm do 150mm na projektowaną głębokość przy pomocy przewodu iniekcyjnego, którego dolna część uzbrojona jest w narzędzie wierzące, stanowiące jednocześnie iniektor umożliwiający prowadzenie iniekcji,
- wykonanie właściwego zabiegu formowania buławy kolumny.

Podczas prowadzenia zabiegu iniekcji przewiduje się zrzuty technologiczne wypływającej z otworów mieszaniny gruntowo-cementowej, w wysokości ok. 15 % zużytego do iniekcji zaczynu cementowego.

9.7.2 Kontrola jakości robót.

Kontroli podlegają:

- materiały użyte do wykonania kolumn iniekcyjnych,
- zakres robót iniekcyjnych i ich zgodność z Dokumentacją Projektową,
- wytrzymałość gruntobetonu na ściskanie.

9.7.2.1 Kontrola materiałów

Kontrola wykonywana wg wymagań określonych w dokumentacji technicznej. Zastosowane materiały muszą posiadać świadectwa potwierdzenia jakości.

9.7.2.2 Kontrola zakresu robót iniekcyjnych i ich zgodności z dokumentacją projektową

Kontrolę prowadzić w trakcie prowadzenia robót iniekcyjnych sprawdzając rozstaw otworów i ich głębokości, oraz rejestrując parametry techniczne formowania kolumn iniekcyjnych.

Dla każdej kolumny iniekcyjnej prowadzona będzie zbiorcza metryka (zał. 1), w której należy zamieścić następujące dane:

- Numer kolumny,

- Data formowania kolumny,
- Głębokość odwierconego otworu,
- Średnica otworu,
- Rodzaj zaczynu iniekcyjnego,
- Gęstość zaczynu iniekcyjnego,
- Ilość zużytego na otwór cementu w kg,
- Ciśnienie iniekcji mierzone na pompie.

W/w parametry, jak również raporty dzienne z prowadzonych robót należy odnotowywać w prowadzonym Dzienniku Prac Wiertniczo-Iniekcyjnych. Należy zachować jednoznaczną numerację kolumn iniekcyjnych.

9.7.2.3 Kontrola wytrzymałości gruntobetonu

Podczas formowania kolumn iniekcyjnych należy pobrać normowe próbki (3 próbki na każde rozpoczęte 25 kolumn) wpływającej z otworu mieszaniny gruntocementowej. Próbki przechowywane w warunkach zbliżonych do naturalnych, po 28 dniach twardnienia poddać próbie wytrzymałościowej na ściskanie. Zakłada się, że wytrzymałość tak pobranych próbek stanowi ok. 70% wytrzymałości miarodajnej dla gruntobetonu w kolumnach iniekcyjnych, która powinna wynosić $R_c \geq 7,5\text{MPa}$.

9.7.3 Tolerancje wykonania

- rozstaw kolumn iniekcyjnych: $\pm 10\text{cm}$
- głębokość formowania kolumn: $\pm 10\text{cm}$
- średnica kolumn: -10%
- wytrzymałość gruntobetonu na ściskanie: - 3%
- pochylenie kolumn: 1:100.

9.8 Wykonanie konstrukcji oporowej z gabionów

Na wybranych odcinkach, na których krawędź drogi graniczy z brzegiem zbiornika projektuje się zabezpieczenie w postaci konstrukcji ciągłej z gabionów o wymiarach 1,0x1,0x1,0m zamocowanych na zbrojeniu wypuszczonym z pali iniekcyjnych „jet grouting”.

Gabiony oparte zostaną na palach iniekcyjnych „jet grouting” średnicy 60cm za pośrednictwem kształtowników stalowych HEB180 ze stali 18G2 (S355), długości 7,0m wypuszczonych z pali. Na długości przejścia przez kosze gabionowe, kształtowniki zabezpieczone zostaną rurą HDPE 320mm wypełnioną betonem. Rura wraz z wypełnieniem betonowym zabezpieczy kształtowniki stalowe przed korozją, a w swoim górnym odcinku posłuży do zamocowania bariery drogowej za pośrednictwem blach kotwiących. Rozstaw pali dostosowany został do układu koszy gabionowych i wynosi 1,0m, przy czym mocowanie bariery projektuje się do co drugiego pala czyli w rozstawie wynoszącym 2,0m.

Konstrukcja z gabionów zabezpieczy istniejącą skarpe, a dodatkowo dzięki zastosowaniu materiałów wypełniających w postaci kruszywa naturalnego będzie dobrze komponować się z otaczającym terenem nie stanowiąc zapory dla migracji wód.

Szczegóły przyjętych rozwiązań przedstawiono w części rysunkowej niniejszego opracowania.

9.8.1 Materiały

Celem wykonania konstrukcji oporowej z gabionów projektuje się wykorzystać:

- kosze gabionowe,
- wypełnienie kamienne koszy,
- geowłókninę.

Do budowy konstrukcji gabionowej zabezpieczającej istniejącą skarpe należy użyć koszy gabionowych, wykonanych z siatki stalowej o sześciokątnych oczkach i podwójnym splocie drutów. Niedopuszczalne jest użycie siatki o pojedynczym splocie – ogrodzeniowej, lub siatki zgrzewanej). Kosze powinny posiadać przegrody poprzeczne co 1m. Przednia ścianka i jedna z bocznych powinna być wykonana z drutu o średnicy minimum 3,9 mm w celu nadania ścianom licowym większej sztywności. Drut stalowy, z którego wykonano siatkę powinien być zabezpieczony przed korozją stopem cynkowo-aluminiowym. Kosze powinny być łączone drutem o średnicy 2,2 mm lub zszywkami ze stali o wytrzymałości 1700MPa - o tym samym zabezpieczeniu antykorozyjnym jak drut, z którego wykonana jest siatka. Zastosowany wyrób powinien być dopuszczony do obrotu na terenie RP zgodnie z odpowiednimi przepisami.

Do wypełnienia koszy należy użyć twardych, nie zwietrzałych i odpornych na działanie wody i mrozu kamieni. Mogą to być zarówno otoczaki, jak i kamień łamany. Minimalny wymiar pojedynczych kamieni nie może być mniejszy od wymiaru oczka siatki - czyli 80mm. Największe używane kamienie nie powinny przekraczać 2,5-krotnego wymiaru oczka siatki. Kamień użyty do wypełnienia koszy powinien zostać zaakceptowany przez Inżyniera Kontraktu.

Na styku koszy z gruntem należy ułożyć geowłókninę techniczną z polipropylenu o następujących parametrach:

- | | |
|--|---------------------------|
| - prędkość przepływu prostopadłego wody do płaszczyzny wyrobu: | min. 0,085 m/s |
| - gramatura (w przypadku geowłókniny igłowanej): | min. 200 g/m ² |
| - wytrzymałość na rozciąganie (wzdłuż x wszerz): | min. 14 x 14 kN/m |
| - wytrzymałość na przebicie (CBR): | min. 2600 N |
| - umowny wymiar porów O90% | min. 80 µm |
- materiał powinien być odporny na działanie wszystkich naturalnie występujących w gruncie i wodzie związków alkalicznych, kwasów, oraz oleju i benzyny.

9.8.2 Montaż i wbudowanie koszy

Montaż koszy należy przeprowadzić wg następującego schematu:

- rozłożyć i rozciągnąć każdy kosz na twardej, płaskiej powierzchni,
- zagiąć i podnieść do pionu boki kosza i przegrody wewnętrzne, tak aby uzyskać regularny prostopadłościan o wymaganej wysokości,
- sprawdzić poprawność uzyskanych wymiarów kosza i połączyć naroża wystającymi drutami brzegowymi,
- połączyć wszystkie stykające się boki i przegrody, zszywając je drutem (zaciągając naprzemiennie podwójne i pojedyncze pętle w rozstawie ok. 10cm), lub zszywkami nie rzadziej niż 20cm,

- koszt ułożyć w miejscu wbudowania na odpowiednio przygotowanym podłożu i połączyć z kosztami sąsiednimi, zszywając wszystkie stykające się krawędzie,
- puste kosze połączone w grupę składającą się z kilku sztuk, należy naciągnąć i dopiero wtedy przymocować do podłoża lub niższej warstwy,
- kosze napęłnić dokładnie kamieniami, tak aby nie pozostały pustki, kosze napęłnić z lekkim nadładkiem, stosując w trakcie napęalniania stężenia przeciwległych ścian co 1/3 wysokości kosza,
- zamknąć wieko kosza i przyszyć je do górnych krawędzi wszystkich ścianek pionowych z którymi wieko się styka (boki i przegrody wewnętrzne); mocowanie wieka należy wykonać drutem lub zszywkami w sposób podany wcześniej,
- montaż pozostałych warstw koszy wg analogicznego schematu postępowania.

Szczegóły montażu należy wykonać zgodnie z instrukcją producenta, oraz wskazaniem Inżyniera Kontraktu.

9.8.3 Kontrola jakości robót.

Kontrola polega na sprawdzeniu:

- rzędnych oraz wskaźnika zagęszczenia gruntu pod kosztami,
- materiałów (kosze, kamień, geowłóknina),
- montażu i wbudowania koszy, a w szczególności: poprawności łączenia wszystkich krawędzi, geometrii konstrukcji (pochylenia, rzędna), dokładności wypełnienia kamieniem.

9.9 Wykonanie bariery energochłonnej

Zgodnie z wymogami Zarządcy Drogi zabudowano wzdłuż zbiornika wodnego barierę energochłonną przekładkową typu SP-09, na odcinku istniejącego przepustu bariera zabudowana jest obustronnie. Rozstaw słupków bariery co 2,0m utwierdzonych w poboczu gruntowym oraz zamocowanych za pomocą płyt kotwiących w wypuszczonych i obetonowanych kształtownikach stalowych HEB180 ze stali 18G2 (S355), w miejscach zabudowy gabionów.

Szczegóły przyjętych rozwiązań przedstawiono w części rysunkowej niniejszego opracowania.

9.10 Zalecenie wykonawcze

- Przed rozpoczęciem prac wiertniczo-iniekcyjnych konieczna jest dokładna lokalizacja istniejących podziemnych sieci uzbrojenia terenu. W razie kolizji z projektowanymi pracami należy dokonać niezbędnych przekładek. Należy zachować wymagane przepisami odległości iniekcji od urządzeń obcych.
- Nie wyklucza się istnienia w terenie innych nie wskazanych w niniejszym opracowaniu urządzeń podziemnych, które nie były zgłoszone do inwentaryzacji, lub o których brak jest informacji w instytucjach branżowych.
- Projektowane prace zabezpieczające wykonać w dowiązaniu do istniejącej konstrukcji oporowej z gabionów oraz pozostałych prac wykonywanych na etapie opracowywania niniejszej dokumentacji.
- Położenie kolumn iniekcyjnych oraz pozostałych elementów należy wytyczyć geodezyjnie.

- Podczas wykonywania prac wiertniczo-iniekcyjnych należy potwierdzić przyjętą budowę podłoża gruntowego. W razie stwierdzenia odmiennych warunków niż określone w dokumentacji geotechnicznej, należy skontaktować się z projektantem celem podjęcia odpowiednich kroków.
- Podane wymiary należy potwierdzić na budowie, w razie odstępstw wymiary dostosować w ramach dopuszczonych w dokumentacji projektowej odchylek. Odchyłki wykraczające poza dopuszczone w dokumentacji projektowej tolerancje wymagają akceptacji projektanta.
- Ze względów technologicznych wyklucza się prowadzenie prac przy temp. poniżej -3°C.
- Prace związane z zabudową gabionów oraz umocnieniem brzegów zbiornika wykonać po jego uprzednim osuszeniu.
- Podczas prowadzenia zabiegu iniekcji przewiduje się zrzuty technologiczne wpływającej z otworów mieszaniny grunto-cementowej, w wysokości ok. 15 % zużytego do iniekcji zaczynu cementowego.
- Długość kolumn należy dostosować do panujących lokalnie warunków gruntowych tak, aby zapewnić zagłębienie min. 0,5m w warstwie IIIb.
- Wykonawca przedmiotowych prac opracuje projekt technologiczny, w taki sposób aby rozwiązywał wszystkie problemy warunkujące prawidłowe i bezpieczne wykonanie robót stanowiących przedmiot niniejszego opracowania. Powinien też zapewnić bezpieczeństwo budowli ziemnych oraz konstrukcji i urządzeń istniejących, a także umożliwić obmiar i wycenę robót.
- Po zakończeniu projektowanego zakresu prac należy sporządzić dokumentację powykonawczą.

9.11. Środowisko

Roboty prowadzić należy sprzętem sprawnym technicznie, a szczególną uwagę należy zwrócić na szczelność systemu hydraulicznego sprzętu, tak aby nie dopuścić do zanieczyszczenia środowiska olejami. Ewentualne wycieki należy natychmiast usunąć bądź wymienić sprzęt i środki transportowe na sprawne. Po zakończeniu robót z terenu prac usunąć należy resztki materiałów i ewentualne odpady.

Zastosowany do formowania kolumn zaczyn cementowy jest materiałem mineralnym, po związaniu stanowiącym kamień cementowy neutralny dla środowiska naturalnego

10. WYCINKA DRZEW

Nie występuje.

11. REPER WYSOKOŚCIOWY

Zgodnie z mapą sytuacyjno-wysokościową.

12. RUCH KOŁOWY NA OKRES ROBÓT

Ruch powinien odbywać się zgodnie z projektem organizacji ruchu zatwierdzonym przez zarządcę drogi.

*