

OPRACOWANIE:

PROJEKT WYKONAWCZY

DLA ZAMIERZENIA BUDOWLANEGO POD NAZWĄ:

**„ROZBUDOWA I PRZEBUDOWA DROGI PUBLICZNEJ
KATEGORII/POWIATOWA (NR 1 184R PRZECŁAW–PODOLE),
KLASY "L"/LOKALNEJ WRAZ Z URZĄDZENIAMI ORAZ
INSTALACJAMI, STANOWIĄCYMI CAŁOŚĆ TECHNICZNO-
UŻYTKOWĄ, PRZEZNACZONĄ DO PROWADZENIA RUCHU
DROGOWEGO – OD KILOMETRA 0+848,00 DO KILOMETRA
0+950,00 POLEGAJĄCA NA STABILIZACJI OSUWISKA NR EWID.
18-11-075-081091 W CELU ZABEZPIECZENIA DROGI POWIATOWEJ
NR 1184R PRZECŁAW – PODOLE W M. PODOLE, GM. PRZECŁAW,
POW. MIELECKI, WOJEW. PODKARPACKIE”**

Adres i kategoria obiektu:	Podole, Przecław, gm. Przecław, powiat mielecki, działki wym. poniżej, VIII, XXIV, XXV, XXVI	
Identyfikatory działek (adres inwestycji)	działki nr: 181107_5.0066.712, 181107_5.0066.713, 181107_5.0066.714, 181107_5.0066.715, 181107_5.0066.716, 181107_5.0066.717, 181107_5.0066.728 jedn. ewid.: 181107_5 Gmina Przecław, obręb: 0066 Podole, działka nr: 181107_4.0067.905, jedn. ewid.: 181107_4 Miasto Przecław, obręb: 0067 Przecław,	
Inwestor:	Powiat Mielecki 39-300 Mielec ul. Wyspiańskiego 6	Powiatowy Zarząd Dróg w Mielcu 39-300 Mielec ul. Korczaka 6a
Projektant: 29 listopad 2021 dr inż. Krzysztof Wilk spec. konstrukcyjno-budowlana upr. nr PDK/0089/POOK/03 branża konstrukcyjna i drogowa	Sprawdzający: 29 listopad 2021 inż. Eugeniusz Rydzik spec. konstrukcyjno-budowlana upr. nr K-107/01 branża konstrukcyjna i drogowa	
Projektant: 29 listopad 2021 mgr inż. Janusz Pieńczewski spec. instalacyjna elektryczna upr. nr E-198/02 branża elektryczna		
Jednostka projektowa:	WILPRO Krzysztof Wilk ul. Wojsławska 291B 39-300 Mielec tel. 608 866 251	

Spis treści

CZEŚĆ OPISOWA	5
1. Przedmiot i zakres zamierzenia budowlanego	5
2. Istniejący stan zagospodarowania	5
3. Projektowany stan zagospodarowania.....	6
4. Rozwiązania konstrukcyjne.....	8
4.1 Podstawowe założenia projektowe	8
4.2 Przygotowanie terenu i roboty rozbiórkowe	9
4.3 Stabilizacja osuwiska.....	10
4.3.1 Wymiana gruntu nasypowego	10
4.3.2 Pale wiercone zwieńczone oczepem	11
4.3.3 Kotwy gruntowe	12
4.4 Odwodnienie.....	13
4.4.1 Odwodnienie powierzchniowe	13
4.4.2 Drenaż podziemny.....	14
4.4.3 Kanalizacja deszczowa.....	15
4.4.4 Wpusty uliczne ze studzienkami i przykanalikami	15
4.4.5 Studzienki rewizyjne	16
4.4.6 Wyloty i wlot kanalizacji deszczowej	18
4.4.7 Zbiornik wodny	18
4.5 Kanał technologiczny	19
4.6 Jezdnia drogowa	20
4.6.1 Parametry geometryczne jezdni	20
4.6.2 Konstrukcja jezdni.....	20
4.7 Umocnienie poboczy	21
4.8 Chodnik dla ruchu pieszego	22
4.8.1 Konstrukcja chodnika.....	22
4.8.2 Zjazdy.....	23
4.8.3 Obniżenie krawężnika na zjazdach do posesji oraz w miejscach przekraczania jezdni przez pieszych	23
4.9 Przebudowa i zabezpieczenie infrastruktury obcej	23

5	Geotechniczne warunki i sposób posadowienia obiektu.....	24
6	Zalecenia ogólne	25
	CZĘŚĆ RYSUNKOWA	26
	Rys. 1 Projekt zagospodarowania terenu	27
	Rys. 2 Typowy przekrój poprzeczny.....	28
	Rys. 3 Elementy odwodnienia drogi i osuwiska	29
	Rys. 4 Elementy kanału technologicznego	30
	Rys. 5 Profil podłużny drogi i zabezpieczenia osuwiska	31
	Rys. 6 Profil podłużny odprowadzenia wody do zbiornika wodnego.....	32
	Rys. 7 Konstrukcja oporowa	33
	Rys. 8 Zbrojenie monolitycznej konstrukcji oporowej	34
	Rys. 9 Schemat kotwy gruntowej.....	35
	Załącznik nr 1	36
	UPRAWNIENIA PROJEKTANTA I PROJEKTANTA SPRAWDZAJĄCEGO.....	36
	Załącznik nr 2.....	40
	ZAŚWIADCZENIA PROJEKTANTA I PROJEKTANTA SPRAWDZAJĄCEGO.....	40
	Załącznik nr 3.....	43
	PROJEKT GEOTECHNICZNY	43
1	Prognoza zmian właściwości podłoża gruntowego w czasie	43
2	Obliczeniowe parametry geotechniczne.....	43
3	Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla obliczeń geotechnicznych.....	45
4	Oddziaływania od gruntu	45
5	Model obliczeniowy podłoża gruntowego (przekrój geotechniczny)	46
6	Nośność i odkształcalność podłoża gruntowego oraz ogólna stateczność	46
6.1	Analiza stateczności metodą Felleniusa – bez zabezpieczenia.....	48
6.2	Analiza stateczności metodą Felleniusa – z zabezpieczeniem (ze współczynnikami częściowymi).....	50
6.3	Analiza stateczności metodą Felleniusa – z zabezpieczeniem (bez współczynników częściowych)	52
6.4	Analiza stateczności metodą Bishopa – bez zabezpieczenia.....	54
6.5	Analiza stateczności metodą Bishopa – z zabezpieczeniem (ze współczynnikami częściowymi).....	56
6.6	Analiza stateczności metodą Bishopa – z zabezpieczeniem (bez współczynników	

częściowych)	58
7 Dane do zaprojektowania fundamentów	60
8 Specyfikacja badań niezbędnych do zapewnienia wymaganej jakości robót ziemnych i specjalistycznych robót geotechnicznych	60
9 Szkodliwość oddziaływań wód gruntowych na obiekt budowlany i sposoby przeciwdziałania tym zagrożeniom	61
10 Zakres niezbędnego monitorowania obiektu budowlanego, obiektów sąsiadujących i otaczającego gruntu, niezbędnego do rozpoznania zagrożeń mogących wystąpić w trakcie realizacji robót budowlanych lub w ich wyniku oraz w czasie użytkowania obiektu budowlanego	61

CZĘŚĆ OPISOWA

1. Przedmiot i zakres zamierzenia budowlanego

Przedmiotem inwestycji i niniejszego opracowania jest „Stabilizacja osuwiska nr ewid. 18-11-075-081091 w celu zabezpieczenia drogi powiatowej Nr 1184R Przecław – Podole w m. Podole, gm. Przecław, pow. mielecki, wojew. podkarpackie”. Przedmiotowe osuwisko powstało na naturalnym stoku, na którym zlokalizowany jest korpus drogi powiatowej. Przedmiotowa inwestycja oprócz typowych robót związanych z zabezpieczeniem osuwiska wymaga również przeprowadzenia przebudowy drogi (przewidziano również budowę chodnika) i systemu jej odwodnienia, w tym budowy odcinka kanalizacji deszczowej służącej odprowadzeniu wód opadowo-roztopowych i zbiornika wodnego celem wprowadzenia ich do gruntu.

2. Istniejący stan zagospodarowania

Przedmiotowe osuwisko zlokalizowane jest na wschodnim stoku wzniesienia w miejscowościach Podole i Przecław, całe ma powierzchnię około 4,4 ha. Koluwium osuwiskowe bezpośrednio zagrażające drodze powiatowej znajduje się na działkach nr 712, 713, 714, 715, 716 i 717 w Podolu i nr 905 w Przecławiu. Na wymienionych wyżej działkach oraz na działce nr 728 w Podolu planuje się zlokalizowanie różnych form związanych z zabezpieczeniem osuwiska i przebudową drogi, nie tylko konstrukcyjnych, również elementów odwodnienia.

Droga powiatowa nr 1184R na odcinku uszkodzonym przez ruchy osuwiskowe przebiega z północy na południe (znajduje się w łuku) i zlokalizowana jest na działkach nr 712 i 713 w Podolu oraz działce nr 905 w Przecławiu. Droga przebiega prostopadle do kierunku nachylenia zbocza. Zarówno powyżej drogi od strony zachodniej, jak i poniżej od strony wschodniej znajdują się zabudowania mieszkalne i gospodarcze wraz z dojazdami.

Droga powiatowa posiada przekrój szlakowy, ma jezdnię o nawierzchni bitumicznej szerokości około 5,5 m oraz pobocza szerokości około 0,7 – 1,5 m. Rów odwadniający drogę zlokalizowany jest tylko z prawej strony drogi. Na długości osuwiska po lewej stronie drogi zlokalizowana jest stalowa bariera drogowa typu SP-05. Konstrukcja drogi na odcinku zabezpieczenia osuwiska zostanie rozebrana.

Równolegle do drogi po jej zachodniej stronie zlokalizowana jest napowietrzna linia teletechniczna, a po stronie wschodniej napowietrzna elektryczna linia oświetleniowa niskiego napięcia. Poza powyższym znacznie niżej (w oddaleniu od drogi), na wschodnim stoku wzniesienia zlokalizowana została podziemna sieć gazowa, napowietrzna sieć elektroenergetyczna i podziemne przyłącze elektryczne, a także kanalizacja sanitarna. Prowadzone roboty (inwestycja) będą powodować konieczność ingerencji jedynie w sieć oświetlenia ulicznego, która na odcinku robót zostanie czasowo zdemonstrowana.

W odniesieniu do dotychczasowych podstawowych elementów i form zagospodarowania terenu w zakresie niniejszego opracowania nie są planowane zmiany.

3. Projektowany stan zagospodarowania

Projektuje się zabezpieczenie osuwiska zagrażającego drodze powiatowej poprzez wykonanie po lewej (wschodniej) stronie drogi w km od 0+850 do km 0+930 konstrukcji oporowej wraz z przebudową wspomnianej drogi w km od 0+850 do km 0+950 (w km 0+930 – 0+950 planuje się jedynie wykonanie chodnika przy jezdni). Obok jezdni drogowej zaplanowano wykonanie obiektów odwodnienia drogi i kanału technologicznego. Do odprowadzenia wód opadowych z terenu drogi powiatowej i osuwiska służyć będą kanalizacja deszczowa kierująca przedmiotowe wody zgodnie z pochyleniem stoku (w kierunku wschodnim, wzdłuż granicy działki nr 717) do zaplanowanego u podnóża wzniesienia zbiornika wodnego.

Odbudowa jedni drogowej wiązać się z wymianą całej konstrukcji jezdni i korpusu

drogowego do głębokości powierzchni poślizgu z ułożeniem na dnie geosyntetyku separacyjno-drenażowego.

W łuku planuje się zwiększenie szerokości jezdni do 5,9 m. Zmiana szerokości jezdni z betonu asfaltowego, z i do obecnej szerokości będzie się odbywać na odcinkach przejściowych długości 15 m na początku i 16 m na końcu łuku. Pobocze z kruszywa po prawej stronie drogi będzie mieć szerokość 1,0 m, natomiast chodnik z betonowej kostki brukowej zaplanowany po lewej stronie drogi będzie posiadał podstawową szerokość użytkową 2,0 m (2,23 m z krawężnikiem i obrzeżem), zmniejszoną na końcowym odcinku z uwagi na ukształtowanie terenu do 1,5 m (jak istniejącego chodnika, do którego projektowany odcinek będzie nawiązany).

Korpus drogowy po lewej stronie drogi w km 0+850 – 0+930 zostanie zabezpieczony monolityczną konstrukcją oporową w formie żelbetowego oczepu posadowionego na palach fundamentowych i dodatkowo utrzymywanego w poziomie za pomocą kotew gruntowych. Z uwagi na znaczne różnice poziomu terenu po lewej stronie drogi w km 0+845 – 0+935 oraz należy zamontować drogowe bariery ochronne typu SP-06/2 (H1 W5 A).

Odwodnienie drogi będzie realizowane za pomocą odpowiednich spadków poprzecznych jezdni i poboczy oraz urządzeń odwadniających. Zarówno po prawej jak i lewej stronie drogi planuje się wykonanie ścieków z prefabrykatów betonowych: zwykłych 60x15x50 cm – za chodnikiem po prawej stronie oraz przy oczepie i u podnóża konstrukcji oporowej po stronie lewej lub trójkątnych – przy jezdni po lewej stronie (na odcinkach o spadku do 5%), a także korytek skarpowych trapezowych 38/50x15/20x50 cm (przy większych spadkach).

Dodatkowe odwodnienie wgłębne stanowić będą drenaże typu „francuskiego” ułożone od wewnętrznej strony wzdłuż konstrukcji oporowej oraz po lewej stronie wzdłuż jezdni, odprowadzające wodę do kanalizacji deszczowej.

Odcinki kanalizacji deszczowej wykonane zostaną z rur karbowanych PEHD lub PP średnicy DN300 i DN400 o sztywności obwodowej SN8. Na załamaniach trasy kanalizacji deszczowej wykonane zostaną studnie rewizyjne. Wylot kanalizacji deszczowej do zbiornika wodnego należy wykonać jako konstrukcję żelbetową mającą za zadanie ograniczenie dynamicznego oddziaływania wypływającej wody.

Zbiornik wodny służący do wprowadzenia wód opadowo-roztopowych do gruntu należy wykonać jako konstrukcję ziemną o głębokości ok. 1 m względem obecnego poziomu najniższego terenu. Zbiornik powinien zostać otoczony groblą ziemną o wysokości ok. 0,5 m względem istniejącego terenu i szerokości korony ok. 1,0 m. Skarpy zbiornika powinny mieć

pochylenie nie większe niż 1:1,5, a na szerokości 2,0 m powinny zostać zabezpieczone ażurowymi płytami prefabrykowanymi typu EKO grubości 8 cm ułożonymi na geosyntetyku. W dnie zbiornika do poziomego niespoistego podłoża (piasku drobnego, ok. 0,5 m) należy wymienić grunt na żwir owinięty geosyntetykiem separacyjno-filtracyjnym.

W związku z realizacją inwestycji planowane jest czasowe wyłączenie z eksploatacji 2 lamp oświetlenia ulicznego oraz demontaż słupa zlokalizowanego w km 0+899 (na działce nr 714). W miejscu skrzyżowania sieci kanalizacji deszczowej z przyłączem elektroenergetycznym (na działce nr 717) należy wspomniane przyłącze zabezpieczyć rurą ochronną PEHD dwudzielną średnicy 110 mm o długości 2 m. Skrzyżowania z innymi sieciami infrastruktury będą odbywać się w bezpiecznej odległości i nie wymagają zabezpieczenia.

Dokładne rozmieszczenie elementów inwestycji będącej przedmiotem opracowania przedstawiono na rysunku - planie sytuacyjnym.

Po przeprowadzeniu planowanych robót nie ulegnie zmianie ani układ komunikacyjny, ani sposób dostępu do drogi publicznej sąsiednich działek.

Charakter ukształtowania terenu w sąsiedztwie projektowanych obiektów nie ulegnie zmianie, uporządkowaniu poddane zostanie pochylenie obecnej osuwającej się skarpy drogowej.

Nieutwardzone powierzchnie terenu należy poddać obsiewowi nasionami traw, a ich rozwój należy doraźnie zabezpieczyć biodegradowalną geowłókniną.

4 Rozwiązania konstrukcyjne

4.1 Podstawowe założenia projektowe

Przeprowadzone dla ustalonych w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej parametrów geotechnicznych podłoża analizy obliczeniowe stateczności osuwiska (sprawdzenie stateczności ogólnej skarpy metodą Felleniusa i Bishopa) wykazały, iż do właściwego zabezpieczenia osuwiska optymalnym rozwiązaniem będzie zastosowanie przypór z pali z zakotwieniami w poziomie oczepu. W przypadku zastosowania takiego zabezpieczenia współczynnik bezpieczeństwa skarpy obliczony zgodnie z zaleceniami normy PN-EN-1997-1 wyniesie odpowiednio 1,23 i 1,95. Wartość współczynnika bezpieczeństwa skarpy określona dla parametrów charakterystycznych podłoża, zgodnie z wytycznymi Instrukcji ITB 424/2006 wyniesie 1,53 i 2,44.

Wyniki analizy stateczności zbocza wraz z przyjętymi parametrami wytrzymałościowymi podłoża w formie projektu geotechnicznego stanowią załącznik niniejszego opracowania.

Techniczne rozwiązanie zabezpieczenia osuwiska składa się z następujących elementów:

- konstrukcji oporowej z pali wierconych zwieńczonych oczepem (oczep dodatkowo kotwiony w gruncie),
- kotew gruntowych (buławy, swobodnej części ciągną, zakotwienia).

Elementy te wspólnie, odpowiednio rozmieszczone wzdłuż drogi tworzą całość zabezpieczenia.

Z uwagi na zniszczenia korpusu drogowego spowodowane ruchami osuwiskowymi planuje się jego rozbiórkę oraz odtworzenie. Od nowa zostaną wykonane warstwy konstrukcyjne jezdni, pobocza z lewej strony drogi oraz chodnika po stronie prawej.

Założono dostosowanie parametrów projektowanej drogi do wymagań odpowiednich przepisów, określonych przede wszystkim w Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.

Parametry techniczne drogi powiatowej:

- klasa techniczna: L,
- kategoria ruchu: KR3,
- prędkość projektowa: 30 km/h.

4.2 Przygotowanie terenu i roboty rozbiórkowe

Przygotowanie terenu polega na:

- geodezyjnym wytyczeniu projektowanych obiektów w terenie,
- oczyszczeniu pasa drogowego w części zajętej pod inwestycję,
- rozebraniu w niezbędnym zakresie istniejących obiektów znajdujących się na terenie inwestycji, kolidujących z nią lub wymagających przebudowy itd.

Istniejące i projektowane rzędne oraz lokalizację elementów drogi należy sprawdzić pod względem usytuowania ze stanem faktycznym. Zinventaryzowane w ten sposób nieścisłości, niezależnie od ich przyczyn należy uwzględnić przy tyczeniu w terenie projektowanej drogi.

Wywóz i utylizacja materiałów uzyskanych z rozbiórki i nie nadających się do zastosowania w przyszłości, powinna spełniać aktualne przepisy i wymagania dotyczące bezpieczeństwa i ochrony środowiska naturalnego.

4.3 Stabilizacja osuwiska

4.3.1 Wymiana gruntu nasypowego

Grunty stanowiące na odcinku osuwiska dotychczasowy nasyp drogowy o niekontrolowanym charakterze oraz ewentualnie słabe grunty rodzime należy usunąć, przy czym należy ograniczyć ingerencję w rodzime podłoże gruntowe. W obrębie korpusu drogowego należy wymienić grunty, które objęte zostały koluwium osuwiskowym oraz grunty o niskich parametrach wytrzymałościowych, gorszych niż przyjęte w analizie stateczności skarpy tj. przypisane warstwie I w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej oraz niezdolne do zagęszczenia do $is=0,97$.

Dokładny zakres koniecznej wymiany gruntu powinien określić kierownik budowy. Roboty ziemne należy prowadzić z należytą ostrożnością, aby nie została naruszona stateczność skarpy wykopu. W razie konieczności skarpy te należy zabezpieczyć, zapewniając bezpieczeństwo prowadzenia robót oraz obiektów zlokalizowanych w sąsiedztwie.

Po usunięciu gruntów nasypowych podłoże pod wykonanie nowego nasypu należy odpowiednio przygotować. Przygotowanie to powinno polegać na schodkowym wyprofilowaniu podłoża rodzimego. Powierzchnie poziome schodków powinny mieć 2% pochylenie zgodne z pochyleniem skarpy. Pionowa wysokość schodków nie powinna być większa niż 0,5 m.

Podłoże pod nasyp powinno posiadać zagęszczenie nie mniejsze niż $Is = 0,97$ i zostać powierzchniowo zabezpieczone geosyntetykiem (geokompozytem) separacyjno-drenażowym. Parametry geosyntetyku: wodoprzepuszczalność w płaszczyźnie produktu przy gradiencie hydraulicznym równym 1,0 i obciążeniu 200 kPa powinna być nie mniejsza niż 0,3 l/m/s, masa powierzchniowa nie mniejsza niż 300 g/m², wytrzymałość na rozciąganie podłużne i poprzeczne nie mniejsza niż 5 kN/m.

Budowę nasypu należy prowadzić po wykonaniu konstrukcji oporowej.

Przed przystąpieniem do budowy nowego nasypu oraz w trakcie jego realizacji należy pamiętać o konieczności wykonania systemu drenażowego zapewniającego właściwe odwodnienie konstrukcji oporowych.

Nasyp drogowy wykonać z gruntów spełniających wymagania normy pn-s-02205:1998. Grunt zastosowany do budowy nowego nasypu powinien spełniać wymagania stawiane gruntom w normie PN-S-02205:1998 – sklasyfikowane jako grunty przydatne bez zastrzeżeń. Wymieniane fragmenty konstrukcji korpusu drogowego (nasypu) powinny posiadać

minimalne zagęszczenie: do głębokości 1,2 m poniżej warstw konstrukcyjnych jezdni $I_s = 1,00$, a na większych głębokościach $I_s = 0,98$.

Na świeżych skarpach powyżej zabezpieczenia zaleca się ułożyć biodegradowalną geowłókninę zapobiegającą ich erozji do czasu zamurawienia, a jednocześnie nie blokując wzrostu traw. Parametry geowłókniny: masa powierzchniowa nie mniejsza niż 100 g/m². Wytrzymałość na rozciąganie wspomnianych geosyntetyków powinna być nie mniejsza niż 2 kN/m, a wydłużenie względne nie mniejsze niż 50% w obu kierunkach.

Pasma geosyntetyków należy układać równolegle do podnóża skarp zaczynając od dołu (w przypadku dna od wylotu), a sposób mocowania i szerokość zakładu sąsiednich pasm powinna być zgodna z zaleceniami producenta.

4.3.2 Pale wiercone zwieńczone oczepem

Konstrukcja palisady zlokalizowana zostanie po lewej (wschodniej) stronie drogi w km od 0+850 do km 0+930. Na skarpie po lewej stronie drogi należy wykonać przyporę z 40 pali wierconych średnicy 50 cm i długości 15 m, rozmieszczonych co ok. 2,0 m mierząc w osi jezdni: na prostym odcinku drogi rozstaw wyniesie 2,0 m, natomiast na odcinku, gdzie trasa drogi znajduje się w łuku poziomym rozstaw pali w palisadzie wewnętrznej będzie mieć wartość nieco mniejszą, różniącą się od wymiaru podstawowego tj. ok. 1,77 m. Palisada zostanie zwieńczona oczepem o podstawowych wymiarach zewnętrznych 0,8 x 2,0 m. Przyporę należy usytuować równolegle do osi drogi w odległości od niej wynoszącej 11,5 m. Pale należy zbroić dwuteownikiem walcowanym I300 ze stali S355JR ustawionym osią podłużną (dłuższym wymiarem) prostopadłe do osi całej konstrukcji oporowej (osi jezdni). Długość dwuteownika I300 powinna wynosić 16,5 m, z czego 150 cm powinno zostać zabetonowane w oczepie pala. Do wykonania pali należy użyć betonu klasy C30/37.

Oczep o podstawowych wymiarach 80 x 200 cm u góry zostanie zaopatrzony po stronie zewnętrznej w tzw. kapinos wystający o 10 cm, górną powierzchnię oczepu należy ukształtować ze spadkiem 2% na zewnątrz. W oczepie pomiędzy palami, czyli w odstępach podstawowych co 2 m na prostej oraz co ok. 1,77 m w łuku należy wykonać otwory o średnicy ok. 8 cm do przeprowadzenia cięgien kotew sprężających pochylone pod kątem 30° do poziomu. Oczep należy wykonać ze stałym spadkiem podłużnym 3,5%, odnoszącym się do osi jezdni.

Oczep powinien zostać wykonany jako monolityczny z betonu klasy C30/37 oraz zbrojony stalą klasy A-IIIN - BSt500 (pręty główne) i klasy A-I - St3S (strzemiona). Zbrojenie oczepu:

pręty podłużne to 35 prętów $\varnothing 20$ mm rozmieszczonych obwodowo co ok. 15 cm, strzemiona czterocięte $\varnothing 12$ mm w odstępach co 10/20 cm (większe odstępy pozostawić w miejscach mocowania pali lub kotew). Wokół zabetonowanych dwuteowników oraz otworów na cięgna kotwiące należy wykonać zbrojenie spiralne średnicy odpowiednio $\varnothing 12$ mm i $\varnothing 8$ mm. Ostre zewnętrzne krawędzie oczepu zukosować fazą 5 cm.

Oczep od strony gruntu powinien zostać zabezpieczony antykorozyjnie poprzez malowanie Abizolem R+P.

Kształt i wymiary konstrukcji oporowej podane zostały w części rysunkowej.

4.3.3 Kotwy gruntowe

Celem przeniesienia obciążenia poziomego oczepu pali projektowane jest wykonanie 39 kotew gruntowych długości całkowitej 23 m (1,2 m mocowania w oczepie i 21,8 m w gruncie) rozmieszczonych na jego długości w odstępach podstawowych co 2,0 m lub 1,77 m na łuku w środku przęseł pomiędzy palami.

Cięgna (pręty) kotew gruntowych umieszczane będą w otworach o średnicy 20 cm, wywierconych w podłożu pod kątem 30° względem poziomu. Otwory w gruncie powinny mieć całkowitą długość około 21,8 m, w tym 11,8 m to swobodny odcinek cięgna i 10,0 m to długość buławy utrzymującej zakotwienie w gruncie. Znaczna długość kotew wynika z konieczności wykonania buławy poza stwierdzoną powierzchnią poślizgu osuwiska. Końcowy fragment kotwy gruntowej stanowiący buławę należy zainiektować zaczynem cementowym o stosunku $w/c = 0,5$. Centryczne ustawienie pręta w otworze należy uzyskać przez zastosowanie odpowiednich dystanserów.

Projektowane zakotwienia gruntowe powinny zostać wykonane z prętów ze specjalnych stali o podwyższonej wytrzymałości. Nośność obliczeniowa kotew (zarówno buławy, jak i cięgna stalowego) nie powinna być mniejsza niż 340 kN. Cięgna stalowe, jak i inne elementy systemu zakotwienia powinny być zgodne z zaleceniami norm oraz posiadać aktualne polskie aprobaty techniczne stwierdzające przydatność takich elementów do przedmiotowych zastosowań geotechnicznych. Wymagana siła wstępnego naciągu kotew wynosi: 170 kN.

Kotwy będą użytkowane trwale, zatem ich cięgna powinny posiadać podwójną ochronę antykorozyjną lub ewentualnie zabezpieczenie wykonane przez galwanizację. Sposób zabezpieczenia antykorozyjnego powinien być zgodny z wymaganiami normy PN-EN-1537 dla kotew trwałych.

Mocowanie kotwy w głowicy należy wykonać z zastosowaniem podkładek, płyt oporowych i

nakrętek. Koniec cięgna powinien być zabezpieczony przed odblokowaniem naciągu i zabezpieczony antykorozyjnie.

Część cięgna pomiędzy zakotwieniem i buławą powinna mieć możliwość przemieszczania się (wydłużania) w trakcie naciągu.

Dopuszcza się zastosowanie zakotwień wykonywanych w systemie tzw. żerdzi „samowiercących” z przewodem iniekcyjnym wewnątrz zbrojenia, pod warunkiem, że nośność i trwałość takich rozwiązań będzie nie mniejsza niż opisana wyżej dla kotew wykonywanych klasyczną technologią.

Sugeruje się (dla zapewnienia właściwej niezawodności kompletnego zakotwienia), aby wszystkie elementy kotwy trwałej stanowiły rozwiązanie systemowe jednego producenta.

Szczegółowe rozwiązania podane zostały w części rysunkowej opracowania.

4.4 Odwodnienie

Wody opadowo-roztopowe zbierane z terenu drogi za pomocą ścieków powierzchniowych, pozyskane za pomocą drenaży z gruntu (korpusu drogowego) i spływające z terenów sąsiednich położonych powyżej, a przepływające pod drogą za pomocą przepustu zostaną wprowadzone do okresowo aktywnego cieku wodnego, który odcinkowo zostanie umocniony. Uporządkowanie spływu wód powierzchniowych za pomocą szczelnych ścieków z prefabrykatów betonowych uniemożliwi ich infiltrację w podłoże i pogorszenie parametrów wytrzymałościowych gruntu. Z kolei dzięki zastosowaniu podziemnych drenaży typu „francuskiego” zmniejszona zostanie wilgotność podłoża, co spowoduje zwiększenie jego wytrzymałości.

Usytuowanie urządzeń odwadniających oraz szczegóły rozwiązań podano na rysunkach technicznych.

4.4.1 Odwodnienie powierzchniowe

Celem wychwycenie wód spływających powierzchniowo po obu stronach drogi oraz konstrukcji oporowej projektowane są odcinki otwartych ścieków z prefabrykatów zwykłych 60x15x50 cm, trójkątnych 50x20x50 cm lub korytek kaskadowych 38/50x15/20x50 cm. Spadek podłużny ścieków powinien być zgodny ze spadkiem terenu i tym należy kierować się, przy wyborze rodzaju zastosowanych prefabrykatów. Ścieki zbierać będą wody opadowo-roztopowe spływające z powierzchni zlokalizowanych wyżej i kierować je do rowu otwartego lub kanalizacji deszczowej.

Prefabrykaty ściekowe powinny być układane na podbudowie z podsypki cementowo-piaskowej 1:4 grubości 10 cm, a w przypadku korytek układanych przy jezdni na ławie betonowej C12/15 grubości 15 cm i podsypce cementowo-piaskowej 1:4 grubości 5 cm. Szczeliny pomiędzy prefabrykatami należy zaspoinować zaprawą cementową. Prefabrykaty powinny być wykonane z betonu klasy minimum C30/37. Poprzeczne ułożenie korytek ściekowych powinno być poziome.

Miejsca połączeń prefabrykatów o różnym przekroju należy uszczelnić betonem (powierzchnie wybetonować) wykonując kinety uciągające przepływ wód opadowo-roztopowych. Beton klasy nie niższej niż B25/30 układać na zagęszczonych i wyrównanych powierzchniach na podsypce cementowo-piaskowej 1:4 grubości nie mniejszej niż 10 cm. Wykonane w ten sposób kinety połączeniowe nie mogą mieć grubości mniejszej niż 10 cm.

4.4.2 Drenaż podziemny

Odwodnienie wgłębne korpusu drogowego realizowane będzie za pomocą systemu drenów typu „francuskiego”, czyli kruszywa owiniętego geosyntetykiem z umieszczoną wewnątrz rurą perforowaną. Dreny zostały zaprojektowane z lewej strony pod konstrukcją jezdni o przekroju 50x30 cm oraz przed oczepem palisady od strony korpusu drogi o przekroju (zmiennej wysokości) 50x170-220 cm. Woda zbierająca się i przepływająca rurami drenarskimi wprowadzana będzie do projektowanej kanalizacji deszczowej.

Do odprowadzenia wody należy wykorzystać perforowane sztywne (SN8) rury drenarskie PEHD DN160 perforowane na 220° obwodu (perforowany fragment przekroju rury powinien być zwrócony w górę). Sam dren składał się będzie zasadniczo z zasypki filtracyjnej wykonanej ze żwiru płukanego granulacji 16-32 mm zagęszczonego do wskaźnika $I_s = 0,95$ i owiniętej geosyntetykiem.

Wymagane właściwości fizyczne i wytrzymałościowe geosyntetyku to: grubości minimum 2 mm (przy nacisku 2 kPa) i masie powierzchniowej nie mniejszej niż 200 g/m². Wytrzymałość na rozciąganie wspomnianego geosyntetyku powinna być nie mniejsza niż 10 kN/m, wydłużenie względne nie większe niż 50% w obu kierunkach, a odporność na przebicie statyczne minimum 1 kN. Szerokość zakładu geotkaniny w miejscach łączeń powinna być zgodna z zaleceniami producenta, lecz nie mniejsza niż 0,5 m.

4.4.3 Kanalizacja deszczowa

Projektuje się odcinki kanalizacji deszczowej z rur PEHD lub PP SN8 o średnicy wewnętrznej DN300 i DN400. Lokalizację tych odcinków wraz z określeniem ich średnicy podano w dokumentacji rysunkowej. Z uwagi na zagrożenie rozszczelnieniem kanalizacji w wyniku ruchów osuwiskowych do jej budowy należy użyć rur posiadających pozytywną opinię Głównego Urzędu Górniczego do stosowania na terenach szkód górniczych IV kategorii.

Budowa kanalizacji deszczowej polega na ułożeniu w wykopie warstwy podbudowy z kruszywa naturalnego stabilizowanego mechanicznie (pospółki) grubości 20 cm, zagęszczonej do $I_s = 0,98$, na której układane są systemowe rury z tworzywa ze spadkami wg rysunków niwelety.

Połączenie ze studzienkami rewizyjnymi powinno odbywać się z uszczelnieniem obwodu uszczelką gumową, sznurem lub w inny trwały sposób. Wszelkie łączenia rur należy bezwzględnie wykonać jako szczelne.

4.4.4 Wpusty uliczne ze studzienkami i przykanalikami

Wpusty uliczne należy umieszczać przy krawężnikach jezdni. Wpusty żeliwne typu ciężkiego klasy D400 należy mocować na studzienkach osadnikowych betonowych o średnicy D500 z osadnikiem głębokości 50 cm. Przykanalik do studzienki rewizyjnej na rowie krytym należy wykonać z rur PEHD lub PP o średnicy DN200 SN8.

Budowa studzienki polega na ułożeniu w wykopie warstwy podbudowy z kruszywa naturalnego stabilizowanego mechanicznie (pospółki) grubości 20 cm, zagęszczonej do $I_s = 1,00$, na której wykonać należy betonową (C25/30) płytę fundamentową grubości 15 cm. Na płycie fundamentowej należy ułożyć pionowo kręgi betonowe wykonane wg normy PN-EN 1917:2004 do wysokości umożliwiającej zamontowanie wpustu ulicznego kołnierzego klasy D400 (wg PN-EN 124:2000) 1 cm poniżej poziomu jezdni lub ścieku przykrawężnikowego.

Przed ułożeniem kręgów w wykopie powinny zostać one zaizolowane przez dwukrotne malowanie lepikiem. Studzienki wpustów powinny posiadać żelbetowy pierścień odciążający. Wszelkie łączenia elementów studzienki i mocowania na niej wpustu ulicznego należy bezwzględnie wykonać jako szczelne. Połączenie ze studzienkami rewizyjnymi powinno odbywać się przy pomocy przykanalików z rur PEHD lub PP średnicy DN200, przy czym obwód łączenia powinien zostać zaizolowany uszczelką gumową, sznurem lub w inny trwały sposób. Dopuszcza się stosowanie innych materiałów i rozwiązań zapewniających właściwą

szczelność i trwałość połączeń.

Wysokość studzienek wpustowych i głębokość ich posadowienia należy dopasować do projektowanego poziomu dna kolektorów deszczowych oraz poziomu ścieków powierzchniowych przy jezdni.

4.4.5 Studzienki rewizyjne

Studzienki rewizyjne projektowane są na załamaniach trasy kanalizacji deszczowej, w sąsiedztwie studzienek z wpustami oraz w miejscach połączeń (skrzyżowań) odcinków kanalizacji deszczowej. Studzienki takie należy wykonać z żelbetowych kręgów o średnicy uzależnionej od średnicy łączonych kanałów z rur PEHD:

- dla średnicy kanału do DN300 cm średnica kręgów studzienki rewizyjnej powinna być nie mniejsza niż D1000,
- dla średnicy kanału do DN400 cm średnica kręgów studzienki rewizyjnej powinna być nie mniejsza niż D1200.

W przypadku łączenia kanałów różnych średnic, lub łączenia kanałów z przepustem średnicę studni należy dobrać w oparciu o wymiar największego kolektora.

Budowa studni polega na ułożeniu w wykopie warstwy podbudowy z kruszywa naturalnego stabilizowanego mechanicznie (pospółki) grubości 20 cm, zagęszczonej do $I_s = 1,00$, na której wykonać należy betonową (C25/30) płytę fundamentową grubości 20 cm. Zaleca się w miarę możliwości zastosowanie zamiast monolitycznej płyty fundamentowej prefabrykowanych kręgów żelbetowych z dnem. Na płycie fundamentowej należy ułożyć pionowo kręgi żelbetowe, a na nich pokrywy żelbetowe z otworem włazowym średnicy D600 oparte na pierścieniu odciążającym. Wszystkie prefabrykowane elementy studzienek powinny być wykonane wg zaleceń normy PN-EN 1917:2004. Kręgi żelbetowe należy układać do wysokości umożliwiającej zamontowanie włazu ciężkiego klasy D400 (wg PN-EN 124:2000) w poziomie chodnika lub jezdni z tolerancją do -0,5 cm. Przed ułożeniem kręgów w wykopie powinny zostać one zaizolowane przez dwukrotne malowanie lepikiem. Studzienki rewizyjne montowane pod jezdnią muszą posiadać żelbetowy pierścień odciążający.

Wszelkie łączenia elementów studzienki i mocowania na niej wpustu ulicznego należy bezwzględnie wykonać jako szczelne. Połączenie z przewodami rurowymi powinno być na całym obwodzie łączenia zaizolowane uszczelką gumową, sznurem lub w inny trwały sposób. Dopuszcza się stosowanie innych materiałów i rozwiązań zapewniających właściwą szczelność połączeń.

Wloty i wyloty kolektorów deszczowych w studzienkach (ich dna – najniższe krawędzie wewnętrzne) należy lokalizować nie głębiej niż dna studzienek rewizyjnych, i nie wyżej niż 2 cm nad ich poziomem (nie dotyczy wlotów bocznych wpustów). W przypadku studzienek z osadnikami wartość ich przegłębienia powinna wynosić 20 cm. Wewnątrz studzienek bez osadników należy wykonać kinety kierujące strumień wody z betonu C15/20. Wysokość studzienek rewizyjnych i głębokość ich posadowienia należy dopasować do projektowanego poziomu dna kolektorów deszczowych oraz ewentualnie poziomu jezdni lub terenu (wysokość zamontowania wjazdu).

W miejscach przepustów (w uzasadnionych przypadkach również w innych lokalizacjach) z uwagi na ograniczone miejsce i znaczne średnice przepustu dopuszcza się wykonanie studni rewizyjnych jako monolitycznych komór żelbetowych.

Konstrukcja takich komór będzie składać się z płyty dolnej, górnej oraz monolitycznie wykonanych ścian pionowych. Grubość poszczególnych elementów powinna zapewniać odpowiednią wytrzymałość i trwałość konstrukcji na działające w trakcie eksploatacji warunki i obciążenia – nie mniejszą niż konstrukcji studni monolitycznych. W płycie górnej należy wykonać otwór średnicy 60 cm celem zamontowania wjazdu rewizyjnego typu ciężkiego klasy C250. Klasa betonu powyższej konstrukcji to C25/30, natomiast zbrojenie powinno zostać wykonane przy pomocy prętów ze stali klasy A-IIIIN, gatunku BSt500S. Rozmieszczenie zbrojenia zaleca się każdorazowo dopasować do gabarytów konstrukcji, działających obciążeń oraz usytuowania i średnicy przewodów odwadniających. Przed zasypaniem konstrukcji żelbetowych ich powierzchnie należy zabezpieczyć przez dwukrotne malowanie lepikiem asfaltowym.

Wloty i wyloty kolektorów deszczowych w studzienkach (ich dna – najniższe krawędzie wewnętrzne) należy lokalizować nie głębiej niż dna studzienek rewizyjnych, i nie wyżej niż 2 cm nad ich poziomem (nie dotyczy wlotów bocznych ścieków terenowych). W przypadku studzienek z osadnikami wartość ich przegłębienia powinna wynosić 20 cm. Wewnątrz studzienek bez osadników należy wykonać kinety kierujące strumień wody z betonu C15/20. Wysokość studzienek rewizyjnych i głębokość ich posadowienia należy dopasować do projektowanego poziomu dna kolektorów deszczowych oraz ewentualnie poziomu chodnika lub terenu (wysokość zamontowania wjazdu).

Dopuszcza się stosowanie zamiast studni żelbetowych studni systemowych z tworzywa sztucznego pod warunkiem, że ich funkcjonalność, wytrzymałość i trwałość będą nie gorsze niż opisanych studni żelbetowych.

4.4.6 Wyloty i wlot kanalizacji deszczowej

Wylot kanalizacji deszczowej do zbiornika wodnego należy wykonać jako konstrukcję żelbetonową powodującą ograniczenie prędkości wody wypływającej do zbiornika. Konstrukcja o szerokości 160 cm, wysokości 100 cm i długości 230 cm wykonana zostanie jako połączenie betonowej płyty dennej i ścian o grubości 20 cm. Konstrukcja powinna zostać wykonana jako monolityczna z betonu klasy C25/30, a płyta denna i ściany powinny być zbrojone przypowierzchniowo (dookólnie) siatkami z prętów stalowych $\varnothing 8$ mm rozmieszczonych obwodowo co ok. 10 cm, ze stali klasy A-IIIIN - BSt500. Zbrojenie oczepu: pręty podłużne to 35 prętów $\varnothing 20$ mm rozmieszczonych obwodowo co ok. 15 cm, strzemiona czterocięte $\varnothing 12$ mm w odstępach co 10/20 cm (większe odstępy pozostawić w miejscach mocowania pali lub kotew) Ściany pionowe wewnątrz konstrukcji zostały rozłokowane w sposób wymuszający zmiany kierunku przepływu wody i tym samym ograniczający jej przepływ. Koniec kolektora kanalizacji deszczowej PEHD lub PP DN400 powinien zostać umieszczony w otworze w ścianie zbiornika na wysokości 15 cm powyżej płyty dennej i zabezpieczony burzową klapą zwrotną. Konstrukcja żelbetonowa powinna zostać ułożona na 10 cm chudego betonu ze spadkiem dna 2,5% w kierunku zbiornika.

Wylot kanalizacji deszczowej do istniejącego rowu drogowego oraz wlot ścieku korytkowego należy zabezpieczyć typową prefabrykowaną betonową ścianką czołową dla zjazdów.

4.4.7 Zbiornik wodny

Jako odbiornik wód opadowo-roztopowych i drenażowych projektowany jest u podnóża stoku zbiornik o głębokości ok. 1 m (mierzonej względem istniejącego terenu) i o wymiarach dna 5x20 m (powierzchni dna ok. 100 m²). Odwiert wykonany w miejscu lokalizacji zbiornika wykazał, że pod spoistą gliną na głębokości ok. 1,4-1,5 m zalega warstwa wodonośna w postaci piasku drobnego. Poziom piezometryczny wody gruntowej stwierdzony został na głębokości ok. 1,4 m poniżej poziomu terenu.

W związku z wyżej opisaną budową podłoża grunt na dnie zbiornika wodnego powinien zostać wymieniony do głębokości stropu piasku drobnego (grubość ok. 0,5 m) na żwir płukany granulacji 16-32 mm. Wspomniana warstwa żwiru powinna zostać dokładnie z każdej strony owinięta geosyntetykiem separacyjno-filtracyjnym.

Skarpom należy nadać pochylenie minimum 1:1,5 i od dołu skarp do 2 m (długości mierzonej po pochylonej skarpie) należy umocnić je prefabrykowanymi płytami ażurowymi typu EKO o

grubości 8 cm, ułożonymi na geosyntetyku separacyjno-filtracyjnym. Zadaniem geosyntetyku separacyjno-filtracyjnego będzie zapobieganie zjawisku sufozji i kolmatacji oraz wzajemne odseparowanie warstw gruntu o różnym uziarnieniu. Do tego celu należy użyć geotkanin separacyjno-filtracyjnych wykonanych z propylenu o masie powierzchniowej nie mniejszej niż 200 g/m². Wytrzymałość na rozciąganie wspomnianych geosyntetyków powinna być nie mniejsza niż 15 kN/m, a wydłużenie względne nie mniejsze niż 40% w obu kierunkach.

Zbiornik powinien zostać otoczony groblą ziemną szerokości 1 m i wysokości powyżej poziomu terenu 0,5 m, ze skarpami pochylonymi 1:1,5.

Na świeżych skarpach powyżej zabezpieczenia zaleca się ułożyć biodegradowalną geowłókninę zapobiegającą ich erozji do czasu zamurawienia, a jednocześnie nie blokując wzrostu traw. Parametry geowłókniny: masa powierzchniowa nie mniejsza niż 100 g/m². Wytrzymałość na rozciąganie wspomnianych geosyntetyków powinna być nie mniejsza niż 2 kN/m, a wydłużenie względne nie mniejsze niż 50% w obu kierunkach.

Pasma geosyntetyków należy układać równolegle do podnóża skarp zaczynając od dołu (w przypadku dna od wylotu), a sposób mocowania i szerokość zakładu sąsiednich pasm powinna być zgodna z zaleceniami producenta.

4.5 Kanał technologiczny

Wzdłuż projektowanej drogi projektuje się wykonanie kanału technologicznego typu ulicznego KTU. Profil (moduł) kanału powinien zostać wykonany z rur z tworzywa PEHD o sztywności obwodowej SN8 w ilości: 1 rura osłonowa typu RO125/7,1, 2 rury światłowodowe typu RS40/3,7, oraz 2 prefabrykowane wiązki mikrorur typu WMR (wiązka 7 mikrorur, całość fi40 mm). Moduły rur należy układać w następującej kolejności: na dole wiązki mikrorur, nad nimi rury światłowodowe, powyżej rura osłonowa. Rury światłowodowe i wiązki mikrorur powinny być związane w wiązki nie rzadziej niż co 2 m.

Na kanale technologicznym projektuje się wykonanie studni rewizyjnych rozdzielczych typu SKR1. Korpus studni prefabrykowanych powinien zostać wykonany z betonu C30/37 w wersji ciężkiej. Zwieńczenie studni należy wykonać z betonu C35/45 dla klasy obciążalności B125. Pokrywa studni powinna posiadać trwałe logo właściciela kanału technologicznego oraz posiadać zamknięcie uniemożliwiające dostęp osobom nieuprawnionym.

Głębokość ułożenia przewodów kanału technologicznego wynosi ok. 0,8-1,0, zależnie od ukształtowania terenu i infrastruktury sąsiadującej i krzyżującej się z kanałem technologicznym. Dolne wiązki mikrorur należy układać na podsypce piaskowej grubości 10

cm i przysypać warstwą przesianej ziemi również o grubości 10 cm. Rura osłonowa powinna być oddzielona od niżej położonych rur światłowodowych warstwą piasku grubości 5 cm.

4.6 Jezdnia drogowa

W związku z koniecznością rozbiórki istniejącego korpusu drogowego projektowane jest wykonanie nowej konstrukcji elementów drogi z dopasowaniem jej ukształtowania do obowiązujących przepisów. Do odtworzenia drogi przystąpić po wykonaniu konstrukcyjnego zabezpieczenia osuwiska.

Skarpy korpusu drogi objęte osuwiskiem oraz w jego sąsiedztwie przed ułożeniem warstw konstrukcyjnych drogi i wykonaniem nasypów należy wyprofilować z wykorzystaniem schodkowania tak, aby ograniczyć możliwość nierównomiernych odkształceń jezdni. Wiąże się z tym również, zwrócenie szczególnej uwagi na proces właściwego zagęszczenia nasypów gruntowych, warstw konstrukcyjnych i drenaży służących odwodnieniu.

Warstwy konstrukcyjne jezdni projektuje się dla kategorii ruchu KR3.

Na odcinku o znacznym zróżnicowaniu wysokościowym poziomu jezdni względem przyległego terenu projektuje się montaż barier ochronnych typu SP-06/2 (H1 W5 A).

4.6.1 Parametry geometryczne jezdni

Trasa jezdni została zaplanowana w nawiązaniu do jej istniejącego przebiegu. Na analizowanym odcinku zlokalizowany jest łuk poziomy lewostronny.

Przyjęto szerokość jezdni na odcinku prostym 5,5 m (jak obecnie), a w łuku równą 5,9 m. Długość odcinków przejściowych to 15-16 m.

Jezdnia na odcinkach prostych powinna posiadać dwustronny spadek poprzeczny 2%, natomiast na lewostronnym łuku poziomym jezdni należy nadać jednostronny spadek poprzeczny 2%. Zmiana pochylenia poprzecznego jezdni powinna odbywać się na odcinkach przejściowych w sposób ciągły.

4.6.2 Konstrukcja jezdni

Ułożenie warstw konstrukcyjnych wymaga rozebrania istniejącej uszkodzonej konstrukcji drogi. Warstwy konstrukcyjne należy układać po zakończeniu budowy korpusu (nasypu) i wykonaniu instalacji podziemnych (odwodnienie, kanał technologiczny itp.). Warstwy nasypu do głębokości 1,2 m poniżej warstw konstrukcyjnych jezdni powinny posiadać wskaźnik zagęszczenia $I_s = 1,00$.

Przed ułożeniem pierwszej warstwy podbudowy należy rozłożyć na podłożu (nasypie) geosyntetyk separacyjno-drenażowy. Parametry geosyntetyku: wodoprzepuszczalność w płaszczyźnie produktu przy gradiencie hydraulicznym równym 1,0 i obciążeniu 200 kPa powinna być nie mniejsza niż 0,3 l/m/s, masa powierzchniowa nie mniejsza niż 300 g/m², wytrzymałość na rozciąganie podłużne i poprzeczne nie mniejsza niż 5 kN/m.

Należy wykonać następujące warstwy konstrukcyjne jezdni drogowej (od dołu):

- podbudowę pomocniczą z kruszywa naturalnego stabilizowanego mechanicznie 0/63 zagęszczonego do $I_s=1,00$ grubości 30 cm,
- podbudowę zasadniczą z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie 0/63 zagęszczonego do $I_s=1,00$ grubości 20 cm,
- podbudowę zasadniczą z betonu asfaltowego AC 22 P grubości 8 cm,
- warstwę wiążącą z betonu asfaltowego AC 16 W grubości 7 cm,
- warstwę ścieralną z betonu asfaltowego AC 11 S grubości 5 cm.

Powierzchnie warstw jezdni (w tym również warstwy konstrukcyjne) powinny mieć wykonane spadki podłużne zgodne z profilem podłużnym osi jezdni oraz założonymi spadkami poprzecznymi. Warstwy odcinającą i odsączającą należy przedłużyć również na pobocze drogi, do urządzeń odwadniających.

4.7 Umocnienie poboczy

Projektuje się wykonanie wzdłuż lewej krawędzi jezdni (za ściekiem trójkątnym) pobocza o szerokości 1,0 m.

Należy wykonać pobocza umocnione wg następującego schematu:

- podbudowa pomocniczą z kruszywa naturalnego stabilizowanego mechanicznie 0/63 zagęszczonego do $I_s=0,98$ grubości 15 cm,
- nawierzchnia z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie 0/31,5 zagęszczonego do $I_s=0,98$ grubości 15 cm.

Podstawowy spadek poprzeczny poboczy wynosi 6% na zewnątrz jezdni na odcinkach prostych i po stronie wewnętrznej łuków. Na odcinkach z jednostronnym pochyleniem jezdni po zewnętrznej stronie łuków drogi poboczu należy nadać spadek jak pochylenie jezdni – w jej kierunku.

4.8 Chodnik dla ruchu pieszego

Projektuje się chodnik dla ruchu pieszego przy prawej krawędzi jezdni o podstawowej szerokości użytkowej 2,00 m.

Całkowita szerokość chodnika wynosi odpowiednio 2,23 m, w tym krawężnik betonowy szerokości 15 cm i obrzeże betonowe szerokości 8 cm.

W przypadku napotkania przeszkód terenowych dopuszcza się miejscowe zwężenie chodnika. Na końcowym odcinku długości 15 m szerokość użytkowa chodnika z uwagi na niekorzystne uwarunkowania terenowe zostanie zmniejszona do 1,5 m.

4.8.1 Konstrukcja chodnika

Kolejne warstwy chodnika z nawierzchnią z kostki brukowej to:

- podbudowa pomocnicza z kruszywa naturalnego 0/63 mm stabilizowanego mechanicznie, zagęszczonego do $I_s=0,98$ grubości 15 cm,
- podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego 0/31,5 mm stabilizowanego mechanicznie, zagęszczonego do $I_s=0,98$ grubości 15 cm,
- podsypka cementowo-piaskowa 1:4 (na szerokości 3 m nad przewodami gazowymi podsypka piaskowa) – grubości 3 cm,
- nawierzchnia z kostki brukowej – grubości 6 cm.

Krawężnik betonowy 15x30x100 cm z betonu C25/30 powinien zostać posadowiony na podsypce cementowo-piaskowej 1:4 grubości 5 cm oraz ławie betonowej z betonu C12/15 z oporem grubości 10 cm. Wysokość krawężnika ponad poziomem krawędzi jezdni wynosi 12 cm. Przy określaniu wysokości położenia krawężnika, którego górna powierzchnia powinna znajdować się 12 cm powyżej krawędzi jezdni, trzeba wziąć pod uwagę projektowany poziom krawędzi. Krawężnik należy układać w prostych, bądź jednorodnie wyokrąglonych odcinkach niwelety (nawiązujących do jezdni).

Betonowe obrzeża chodnikowe 8x30x100 cm z betonu C25/30 należy osadzić na ławie z oporem z betonu C8/10 o minimalnych wymiarach: grubości 6 cm i szerokości 15 cm. Wszystkie elementy należy połączyć z sobą zaprawą cementową.

Chodnikowi należy zapewnić spadek poprzeczny 2% w kierunku jezdni na odcinkach, gdzie odwodnienie odbywa się przy pomocy rowu krytego. Spadek poprzeczny chodników na zjazdach do posesji należy dopasować do ich ukształtowania wysokościowego, do istniejących warunków terenowych.

4.8.2 Zjazdy

Zjazdy indywidualne przez chodnik należy wykonać z ukosowaniem 1:1, natomiast publiczne powinny posiadać krawędzie wyłukowane o promieniu 5 m.

W miejscu zjazdów warstwy konstrukcyjne chodnika należy wzmocnić według schematu:

- podbudowa pomocnicza z kruszywa naturalnego 0/63 mm stabilizowanego mechanicznie, zagęszczonego do $I_s=0,98$ grubości 20 cm,
- podbudowa zasadnicza z kruszywa łamanego 0/31,5 mm stabilizowanego mechanicznie, zagęszczonego do $I_s=1,00$ grubości 20 cm,
- podsypka cementowo-piaskowa 1:4 – grubości 3 cm,
- nawierzchnia z kostki brukowej – grubości 8 cm.

W przypadku zjazdów publicznych o dobrym stanie nawierzchni, chodnik na ich szerokości należy przerwać, ewentualnie w przypadku braków wykonać nawierzchnię o dotychczasowej konstrukcji.

4.8.3 Obniżenie krawężnika na zjazdach do posesji oraz w miejscach przekraczania jezdni przez pieszych

Na szerokości zjazdów do posesji, przy skrzyżowaniach oraz w miejscach przekraczania jezdni przez pieszych należy obniżyć wysokość położenia krawężników względem jezdni o 10 cm. Na długości 1,00 m przed i za zjazdem wykonać należy odcinki przejściowe obniżenia krawężników i zmiany pochylenia chodnika. Obniżenie krawężnika, obrzeża betonowego oraz zmiany spadków poprzecznych chodnika powinny być do siebie dopasowane, umożliwiając korzystanie z chodnika w sposób płynny i bezpieczny, nie obniżający zbyt jego walorów użytkowych. Obniżenia krawężnika betonowego o 10 cm do poziomu 2 cm ponad krawędź jezdni należy wykonać oprócz zjazdów również w sąsiedztwie skrzyżowań, w obrębie wyokrągleń.

Spadki oraz ukształtowanie zjazdu powinno zapewniać odpływ wód powierzchniowych w kierunku jezdni.

4.9 Przebudowa i zabezpieczenie infrastruktury obcej

W związku z koniecznością przebudowy korpusu drogowego na czas prowadzenia robót planowane jest wyłączenie z użytkowania 2 latarni oświetlenia ulicznego. Konieczny będzie czasowy demontaż napowietrznych przewodów zasilających oraz zlokalizowanego na przeznaczonej do przebudowy części skarpy słupa oświetleniowego.

Poza powyższym krzyżujący się z projektowaną kanalizacją deszczową przewód przyłącza elektroenergetycznego zostanie zabezpieczony na odcinku 2 m dwudzielną rurą ochronną HDPE średnicy 110 mm. Skrzyżowania z innymi sieciami infrastruktury będą odbywać się w bezpiecznej odległości i nie wymagają zabezpieczenia.

5 Geotechniczne warunki i sposób posadowienia obiektu

Warunki gruntowo-wodne określone zostały na podstawie będącej w posiadaniu Inwestora dokumentacji geologiczno-inżynierskiej z grudnia 2020 r. pn.: „Dokumentacja geologiczno-inżynierska określająca warunki geologiczno-inżynierskie osuwiska nr M001 w ciągu drogi powiatowej nr 1184R Przecław - Podole”.

Na podstawie analizy informacji zawartych we wspomnianym opracowaniu ustalono, że podłoże osuwiska zbudowane jest z mioceńskich ilów krakowieckich z przewarstwieniami piasków i pyłów, nad którymi utwory te występują w postaci zwietrzałej, a powyżej zalegają spoiste utwory deluwialne oraz koluwalne (również nasypowe) nasypowe w obrębie osuwiska. Wydzielone w dokumentacji warstwy w to:

Nr w- wy	Opis warstwy
N	Nasypy budowlane i niebudowlane – nB, nN
I	Gliny lokalnie z piaskiem, wilgotne lub wilgotne/mokre, w stanie plastycznym – Gp, Gz, Gpz, Gπz, Gπ, Psg/Pg
II	Gliny pylaste zwięzłe/iły, wilgotne, w stanie twardoplastycznym – Gπz, Gπz/I, I, Iπ, Gz/I
III	Iły z piaskiem i pyłem, wilgotne/mokre, w stanie twardoplastycznym – Ps+IIp+II, I+Ps, Iπ//Ps, Iπ
IV	Iły pylaste, wilgotne lub małowilgotne, w stanie półzwartym lub zwartym – Iπ, I/Iπ

Grunty z warstwy I i II zaliczono do grupy C, natomiast grunty z warstwy III i IV zaliczono do grupy D wg normy PN-81/B-03020.

Podczas badań podłoża stwierdzono jedynie lokalne sączenia wody gruntowej.

Dokładna charakterystyka podłoża przedstawiona została w przywołanym na wstępie opracowaniu.

Z uwagi na postępujący już proces osuwiskowy podłoże należy sklasyfikować jako skomplikowane, a inwestycję zaliczyć do trzeciej kategorii geotechnicznej.

Głębokość przemarzania gruntu na obszarze, gdzie zlokalizowana jest inwestycja wynosi 1,0 m.

Dla potrzeb drogowych podłoże należy scharakteryzować jako wysadzinowe z dobrymi warunkami wodnymi, zaliczane ogólnie do grupy nośności G2.

Konstrukcja oporowa zostanie posadowiona pośrednio za pomocą pali fundamentowych, natomiast droga i pozostałe obiekty będą posadowione w sposób bezpośredni.

6 Zalecenia ogólne

Wszelkie roboty związane z realizacją inwestycji należy prowadzić zgodnie z zasadami wiedzy budowlanej oraz zasadami bhp obowiązującymi podczas wykonywania tego rodzaju robót. Wykonawca powinien na czas prowadzenia robót opracować projekt czasowej organizacji ruchu uwzględniający technologię i harmonogram prac budowlanych.

Użyte urządzenia powinny mieć dopuszczenie Urzędu Dozoru Technicznego, jeżeli jest wymagane oraz być całkowicie sprawne.

W przypadku konieczności czasowego wyłączenia, bądź zabezpieczenia sieci infrastrukturalnych podczas prowadzenia robót (np. spowodowanych przyjętą technologią), obowiązkiem Wykonawcy robót jest przeprowadzenie takich czynności zgodnie z zaleceniami i pod nadzorem właścicieli przedmiotowej infrastruktury, a także w oparciu o wydane przez nich warunki techniczne lub zalecenia.

Wszelkie materiały muszą posiadać niezbędne Aprobaty Techniczne potwierdzające ich właściwości oraz możliwości zastosowania do wykonania projektowanej inwestycji oraz poszczególnych jej części składowych (elementów).

Z uwagi na aktywny charakter osuwiska zaleca się wykonane zabezpieczenie poddać monitoringowi, w tym również zaleca się regularne sprawdzania szczelności przewodów kanalizacji deszczowej zlokalizowanych w obrębie osuwiska.

CZĘŚĆ RYSUNKOWA

Rys. 1 Projekt zagospodarowania terenu

Rys. 2 Typowy przekrój poprzeczny

Rys. 3 Elementy odwodnienia drogi i osuwiska

Rys. 4 Elementy kanału technologicznego

Rys. 5 Profil podłużny drogi i zabezpieczenia osuwiska

Rys. 6 Profil podłużny odprowadzenia wody do zbiornika wodnego

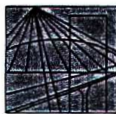
Rys. 7 Konstrukcja oporowa

Rys. 8 Zbrojenie monolitycznej konstrukcji oporowej

Rys. 9 Schemat kotwy gruntowej

Załącznik nr 1

**UPRAWNIENIA PROJEKTANTA
I PROJEKTANTA SPRAWDZAJĄCEGO**



PODKARPACKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

PDKIIB -7131/18 /03

Rzeszów, 2004-01-08

DECYZJA

Na podstawie art.24 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (*Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz.42, z późn. zm.*) i art.12 ust.3, art.13 ust.1 pkt 1, art.14 ust.1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (*tekst jednolity: Dz.U. z 2000 r. Nr 106 poz.1126 z późn. zm.*) oraz §4 ust.2 i § 9 ust.1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz.U. z 1995 r. Nr 8 poz.38 z późn. zm.*) zgodnie z art.104 ust.1 i 2 Kodeksu postępowania administracyjnego (*Dz.U. z 2000 r. Nr 98 poz. 1071 z późn. zm.*)

stwierdzamy, że

Pan KRZYSZTOF WILK

magister inżynier

/kier. studiów - budownictwo /

ur. 01 stycznia 1975 r. - Mielec

otrzymał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny PDK/0089/ POOK/03

do projektowania bez ograniczeń

w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwołanie niniejszej decyzji

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Rzeszowie na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, uchwałą Nr1/04 z dnia 7 stycznia 2004 r. stwierdziła, że Pan Krzysztof Wilk posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w w/w. specjalności i uzyskał(a) pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Rzeszowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Otrzymują:

1. Pan Krzysztof Wilk
zam. Biały Bór 216
39-321 Tuszyna
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. a/a

Przewodniczący Komisji Kwalifikacyjnej
PODKARPACKIEJ OKRĘGOWEJ
IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

mgr inż. Adam Tarnawski

Przewodniczący Rady
PODKARPACKIEJ OKRĘGOWEJ
IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

dr inż. Jerzy Kerste

Na podstawie art. 12 ust.1 pkt 2 i art.13 ust 3i 4 ustawy Prawo budowlane

Pan Krzysztof Wilk jest upoważniony w specjalności konstrukcyjno - budowlanej do:

- projektowania, sprawdzania projektów budowlanych w specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami i sprawowania nadzoru autorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych bez ograniczeń

Zgodnie z §5 ust. 3d w związku z ust. 3a pkt 2 i ust.3b pkt 2 rozporządzenia MGPIB z dnia 30 grudnia 1994r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, - niniejsze uprawnienia budowlane, uprawniają również do projektowania :

- a) dróg wewnętrznych,
- b) dróg dojazdowych(D), dróg lokalnych(L), dróg zbiorczych(Z) w rozumieniu przepisów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie,
- c) dróg nie przeznaczonych do ruchu naziemnego i postoju statków powietrznych na terenie lotnisk,
- d) dróg o nawierzchni gruntowej lub trawiastej przeznaczonych do ruchu naziemnego i postoju statków powietrznych na terenie lotnisk,
- e) rozbiórek obiektów budowlanych, o których mowa w lit. a)-c),
- f) budowy, przebudowy i remontu jednoprzęsłowych mostów, wiaduktów, estakad i kładek o rozpiętości przęsła do 20 m,
- g) budowy mostów składanych według stosownych instrukcji,
- h) budowy rusztowań i kładek roboczych,
- i) rozbiórek obiektów budowlanych ,o których mowa w lit. f)-h) niewymagających uwzględniania wpływów eksploatacji górniczej



Przewodniczący Komisji Kwalifikacyjnej
PODKARPACKIEJ OKRĘGOWEJ
IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

mgr inż. Adam Tarnawski

Przewodniczący Rady
PODKARPACKIEJ OKRĘGOWEJ
IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

dy. inż. Jerzy Kerste



WOJEWODA PODKARPACKI

35-959 Rzeszów, skr. poczt. 297

ul. Grunwaldzka 15

AB.III-7131/47 /01

Rzeszów, 2001 - 12 - 10

DECYZJA
O NADANIU UPRAWNIENÍ BUDOWLANYCH

Na podstawie art. 13 ust. 1 pkt 1 i 2, ust. 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 i ust. 3 pkt 1 i 3 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (jednolity tekst: Dz. U. Nr 106 poz. 1126 z 2000 r. z późn. zm.) oraz § 4 ust. 2 i § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8 poz. 38 z 1995 r.) i art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (jednolity tekst: Dz. U. Nr 98 poz. 1071 z 2000 r.), po ustaleniu, że spełnione zostały warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Pan EUGENIUSZ RYDZIK

magister inżynier

(kierunek studiów - budownictwo)

ur. 19 lipca 1969r. w Grodzisku Dolnym

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Nr ewid. K- 107/01

do projektowania i kierowania robotami budowlanymi,
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
bez ograniczeń

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego w Warszawie, za pośrednictwem Wojewody Podkarpackiego, w terminie 14 dni od daty jej otrzymania.

Otrzymują:

1. Pan mgr inż. Eugeniusz Rydzik
ul Szopena 5/4
35-055 Rzeszów
2. a/a



Z up. WOJEWODY PODKARPACKI

mgr inż. Władysław Woźniak
DIREKTOR WYDZIAŁU
ARCHITEKTURY, BUDOWNICTWA I URBANISTYKI
ARCHITEKT WOJEWÓDZKI

Załącznik nr 2

**ZAŚWIADCZENIA PROJEKTANTA
I PROJEKTANTA SPRAWDZAJĄCEGO**



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

PDK-LW1-E7A-M5M *

Pan Krzysztof Wilk o numerze ewidencyjnym PDK/BO/0173/04

adres zamieszkania: Wojsławska 291 B, 39-300 Mielec

jest członkiem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2021-04-01 do 2022-03-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2021-03-17 roku przez:

Grzegorz Dubik, Przewodniczący Rady Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piiib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Podpis i pieczęć projektanta



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

PDK-JNM-WP9-SBL *

Pan Eugeniusz Rydzik o numerze ewidencyjnym PDK/BO/0689/03
adres zamieszkania ul. Grottgera 6/9, 35-068 Rzeszów
jest członkiem Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2021-05-01 do 2022-04-30.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2021-03-25 roku przez:

Grzegorz Dubik, Przewodniczący Rady Podkarpackiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



Załącznik nr 3

PROJEKT GEOTECHNICZNY

dla inwestycji

„Rozbudowa i przebudowa drogi publicznej kategorii/powiatowa (Nr 1184R Przecław–Podole), klasy "L"/lokalnej wraz z urządzeniami oraz instalacjami, stanowiącymi całość techniczno-użytkową, przeznaczoną do prowadzenia ruchu drogowego – od kilometra 0+848,00 do kilometra 0+950,00 polegająca na stabilizacji osuwiska nr ewid. 18-11-075-081091 w celu zabezpieczenia drogi powiatowej Nr 1184R Przecław – Podole w m. Podole, gm. Przecław, pow. mielecki, wojew. podkarpackie”

1 Prognoza zmian właściwości podłoża gruntowego w czasie

Celem projektowanej inwestycji jest zatrzymanie ruchów osuwiskowych w obrębie drogi powiatowej. Obecnie występujące ruchy osuwiskowe są potwierdzeniem zmian w ośrodku gruntowym – osłabienia podłoża, które przynajmniej okresowo prowadzi do przemieszczeń masywu gruntowego. Prawdopodobnie bez wykonania dodatkowych konstrukcyjnych zabezpieczeń postęp ruchów osuwiskowych nie zostałby zatrzymany. Wraz z planowaną konstrukcją oporową zaprojektowane zostały zmiany w systemie odwodniania w sąsiedztwie analizowanego odcinka drogi mające na celu ograniczenie infiltracji wody w podłoże i tym samym zmniejszenie redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu.

2 Obliczeniowe parametry geotechniczne

Wartości charakterystycznych wartości parametrów geotechnicznych zostały podane w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej z grudnia 2020 r. pn.: „Dokumentacja geologiczno-inżynierska określająca warunki geologiczno-inżynierskie osuwiska nr M001 w ciągu drogi powiatowej nr 1184R Przecław - Podole”.

W podłożu wydzielonych zostało 5 warstw geotechnicznych o najmniejszych określonych

wartościach parametrów wytrzymałościowych zestawionych w tabeli poniżej.

W dokumentacji geologiczno-inżynierskiej wyznaczone zostały wartości całkowite parametrów wytrzymałościowych, bez wytrzymałości gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu. Wspomniane wyżej, dostępne w opracowaniu geologicznym wartości parametrów posłużyły do przeprowadzenia analiz stateczności ze współczynnikami częściowymi zgodnymi z normą PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne dla efektywnych wartości tangensa kąta tarcia wewnętrznego i spójności gruntu.

Nr w-wy	Opis warstwy	Rodzaj param wytrzym.	Charakt. wart. param.	Wart. współcz. część.	Oblicz. wart. param.
N	Nasypy budowlane i niebudowlane – nB, nN	$\phi_u [^\circ]$	25*	-	-
		$\text{tg}\phi_u [-]$	0,466*	1,25	0,373*
		$c_u [\text{kPa}]$	2*	1,25	1,6*
I	Gliny lokalnie z piaskiem, wilgotne lub wilgotne/mokre, w stanie plastycznym – Gp, Gz, Gpz, G π z, G π , Psg/Pg	$\phi_u [^\circ]$	11	-	-
		$\text{tg}\phi_u [-]$	0,194	1,25	0,156
		$c_u [\text{kPa}]$	10	1,25	8
II	Gliny pylaste zwięzłe/iły, wilgotne, w stanie twardoplastycznym – G π z, G π z/I, I, I π , Gz/I	$\phi_u [^\circ]$	10,8	-	-
		$\text{tg}\phi_u [-]$	0,191	1,25	0,153
		$c_u [\text{kPa}]$	30,6	1,25	24,48
III	Iły z piaskiem i pyłem, wilgotne/mokre, w stanie twardoplastycznym – Ps+I π +I π , I+Ps, I π //Ps, I π	$\phi_u [^\circ]$	13,7	-	-
		$\text{tg}\phi_u [-]$	0,244	1,25	0,195
		$c_u [\text{kPa}]$	12,9	1,25	10,32
IV	Iły pylaste, wilgotne lub małowilgotne, w stanie półzwartym lub zwartym – I π , I/I π	$\phi_u [^\circ]$	16,1	-	-
		$\text{tg}\phi_u [-]$	0,289	1,25	0,231
		$c_u [\text{kPa}]$	70,1	1,25	56,08

* - wartości przyjęte do obliczeń, nie podane w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej

3 Częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla obliczeń geotechnicznych

Wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa przyjęto zgodnie z normą PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.

Dla 3 podejścia obliczeniowego wynoszą one:

- a) dla oddziaływań (γ_F):
 - stałych niekorzystnych – 1,0,
 - stałych korzystnych – 1,0,
 - zmiennych niekorzystnych – 1,3,
 - zmiennych korzystnych – 0,0,
- b) dla parametrów materiałowych (γ_M):
 - tangensa efektywnego kąta tarcia wewnętrznego – 1,25,
 - spójności efektywnej – 1,25,
 - wytrzymałości bez odpływu – 1,4,
 - wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie – 1,4,
 - ciężaru objętościowego – 1,0.

4 Oddziaływania od gruntu

Na konstrukcję oporową – palisadę z oczepem oddziałuje parcie gruntu związane z jego ciężarem własnym oraz obciążeniem użytkowym naziomu – taborem samochodowym.

W przypadku zjawisk osuwiskowych zwiększony napór gruntu na konstrukcję zabezpieczającą skarpe wynika z zachwiania równowagi wewnętrznej masywu gruntowego i wyodrębnienia się powierzchni poślizgu, tj. powierzchni osłabienia, po której już zainicjowane ruchy masowe postępują znacznie łatwiej z uwagi na zniszczenie naturalnej struktury gruntu. Zatrzymanie przemieszczeń masywu gruntowego wymaga zabezpieczeń konstrukcyjnych zdolnych przejąć nie tylko parcie czynne, ale także składową poziomą ciężaru ośrodka gruntowego przesuwającego się po powierzchni poślizgu.

5 Model obliczeniowy podłoża gruntowego (przekrój geotechniczny)

Do analiz stateczności zbocza przyjęto model o budowie geometrycznej przedstawionej w części obliczeniowej opracowania oparty na parametrach Coulomba-Mohra. W analizach obliczeniowych stateczności zbocza stosowano celem porównania różne metody obliczeniowe: metodę Felleniusa i metodę Bishopa dla kołowej powierzchni poślizgu.

6 Nośność i odkształcalność podłoża gruntowego oraz ogólna stateczność

Analizy dotyczące zjawisk osuwiskowych dotyczą przede wszystkim zapewnienia odpowiedniej stateczności ogólnej masywu gruntowego i na tym zagadnieniu skupia się zasadnicza część obliczeniowa opracowania.

Analizy stateczności zbocza zostały wykonane dla 2 metod obliczeniowych: Felleniusa i Bishopa, a dotyczyły zagadnienia stateczności skarpy bez zabezpieczenia oraz z proponowanym w dokumentacji projektowej zabezpieczeniem w postaci palisady zwieńczonej oczepem utrzymywanym w poziomie za pomoc kotew. Stateczność ogólną skarpy z zabezpieczeniem sprawdzono z zastosowaniem współczynników częściowych wg normy PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne oraz na wartościach charakterystycznych parametrów zgodnie z Instrukcją Instytutu Techniki Budowlanej nr 424/2006 - Ocena stateczności skarp i zboczy, Warszawa 2006. Stateczność ogólna zabezpieczonych skarp została zapewniona – współczynnik stateczności zgodnie z przytoczoną Instrukcją ITB przekracza 1,5.

Zarówno dane wejściowe, jak i wyniki analiz przeprowadzonych z zastosowaniem oprogramowania GeoStru Software Slope podano poniżej.

Założenia ogólne geometrii terenu:

Wierzchołki profilu

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	26,0
2	50,0	27,0
3	70,0	30,0
4	105,0	33,0
5	155,0	39,0
6	195,0	42,5
7	220,0	43,0

8	225,0	44,5
9	230,0	46,0
10	245,0	47,0
11	260,0	48,0
12	268,0	53,3
13	269,0	53,5
14	275,0	53,8
15	277,0	53,0
16	282,0	56,0
17	300,0	57,0

Wierzchołki warstwy.....1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	26,0
2	50,0	27,0
3	70,0	30,0
4	105,0	33,0
5	155,0	39,0
6	195,0	42,5
7	220,0	43,0
8	225,0	44,5
9	230,0	46,0
10	245,0	47,0
11	260,0	47,0
12	269,0	50,0
13	277,0	53,0
14	282,0	56,0
15	300,0	57,0

Wierzchołki warstwy.....2

N	X (m)	y (m)
1	0,0	26,0
2	50,0	27,0
3	70,0	30,0
4	105,0	33,0
5	155,0	39,0
6	195,0	42,5
7	220,0	43,0
8	225,0	44,5
9	260,0	45,5
10	267,0	47,0
11	272,0	50,0
12	273,0	51,5
13	277,0	53,0
14	282,0	56,0
15	300,0	57,0

Wierzchołki warstwy.....3

N	X (m)	y (m)
1	0,0	26,0
2	50,0	27,0
3	70,0	30,0
4	105,0	33,0
5	195,0	38,0
6	225,0	39,0
7	260,0	40,0
8	269,0	42,0
9	277,0	49,0

10	300,0	51,0
----	-------	------

Wierzchołki warstwy.....4

N	X (m)	y (m)
1	0,0	22,0
2	105,0	30,0
3	195,0	35,0
4	225,0	36,0
5	260,0	37,0
6	269,0	42,0
7	277,0	49,0
8	300,0	51,0

6.1 Analiza stateczności metodą Felleniusa – bez zabezpieczenia

Analiza stateczności wykonana metodą: FELLENIUS (1936)

Liczba warstw	5,0
Liczba pasków	10,0
Acceptable level of safety	1,1
Partial resistance coefficient	1,0
Przyjęte parametry kąta tarcia wewnętrznego:	Maksymalne
Analiza	Warunki z odpływem
Cylindryczna powierzchnia poślizgu	

Siatka środków obrotu

Lewy dolny wierzchołek odciętej xi	239,0 m
Lewy dolny wierzchołek rzędnej yi	52,0 m
Prawy górny wierzchołek odciętej xs	264,0 m
Prawy górny wierzchołek rzędnej ys	73,0 m
Krok wyszukiwania	10,0
Ilość komórek na osi X	10,0
Ilość komórek na osi y	10,0

Partial coefficients for geotechnical parameters

Tangens kąta tarcia wewnętrznego	1,25
Spójność efektywna	1,25
Spójności pozorna	1,4
Reduced soil geotechnical parameters	Nie

Stratygrafia

c: spójność; cu: spójność pozorna; Fi: Kąt tarcia; G: Ciężar objętościowy; Gs: Ciężar obj. gruntu nasyconego; K: moduł Winklera

Warstwa	c (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	Opis litologiczny	
1	2	2	25	19	19	N	
2	10	10	11	19,9	19,9	I G/Gz 0,45	
3	30,6	30,6	10,8	20,6	20,6	II G/I 0,15	
4	12,9	12,9	13,7	21,1	21,1	III I/P 0,24	
5	70,1	70,1	16,1	20,7	20,7	IV I 0,00	

Obciążenie rozłożone

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Obciążenie zewewnętrzne (kN/m ²)
1	269	53,5	275	53,8	32,5

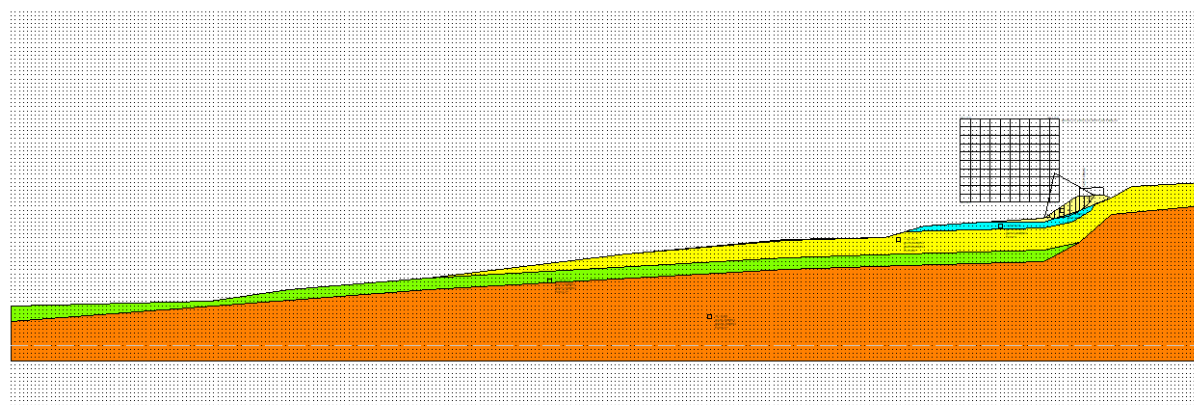
Wyniki analiz [EC7/8]

Minimalny znaleziony Fs	0,83
Odcięta punktu obrotu powierzchni poślizgu	262,75 m
Rzędna punktu obrotu powierzchni poślizgu	55,15 m
Promień powierzchni obrotu	7,63 m

B: szerokość paska; Alfa: Kąt nachylenia podstawy paska; Li: Długość podstawy paska; Wi: Ciężar paska; Ui: Siły wynikające z ciśnienia wody w porach.; Ni: Składowa siły prostopadła do podstawy paska; Ti: Składowa siły styczna do podstawy paska; Fi: Kąt tarcia; c: spójność.

xc = 262,75 yc = 55,15 Rc = 7,634 Fs=0,827

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	1,02	-16,9	1,07	9,93	0,0	0,0	2,0	25,0	0,0	9,5	-2,9
2	1,02	-9,0	1,03	27,51	0,0	0,0	2,0	25,0	0,0	27,2	-4,3
3	1,02	-1,4	1,02	42,69	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	42,7	-1,0
4	1,02	6,4	1,03	55,16	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	54,8	6,1
5	1,02	14,1	1,05	64,82	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	62,9	15,8
6	1,02	22,3	1,1	71,42	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	66,1	27,1
7	1,02	30,8	1,19	74,5	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	64,0	38,1
8	0,84	39,4	1,09	60,57	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	46,8	38,4
9	1,0	49,2	1,53	62,17	0,0	0,0	2,0	25,0	0,0	40,6	47,1
10	1,22	66,5	3,05	76,42	0,0	0,0	2,0	25,0	0,0	30,5	70,1



6.2 Analiza stateczności metodą Felleniusa – z zabezpieczeniem (ze współczynnikami częściowymi)

Analiza stateczności wykonana metodą: FELLENIUS (1936)

Liczba warstw	5,0
Liczba pasków	10,0
Acceptable level of safety	1,2
Partial resistance coefficient	1,0
Przyjęte parametry kąta tarcia wewnętrznego:	Maksymalne
Analiza	Warunki z odpływem
Cylindryczna powierzchnia poślizgu	

Siatka środków obrotu

Lewy dolny wierzchołek odciętej xi	239,0 m
Lewy dolny wierzchołek rzędnej yi	52,0 m
Prawy górny wierzchołek odciętej xs	264,0 m
Prawy górny wierzchołek rzędnej ys	73,0 m
Krok wyszukiwania	10,0
Ilość komórek na osi X	10,0
Ilość komórek na osi y	10,0

Partial coefficients for geotechnical parameters

Tangens kąta tarcia wewnętrznego	1,25
Spójność efektywna	1,25
Spójności pozorna	1,4
Reduced soil geotechnical parameters	Tak

Stratygrafia

c: spójność; cu: spójność pozorna; Fi: Kąt tarcia; G: Ciężar objętościowy; Gs: Ciężar obj. gruntu nasyconego; K: moduł Winklera

Warstwa	c (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	Opis litologiczny	
1	2	2	40	19	19	N	
2	10	10	11	19,9	19,9	I G/Gz 0,45	
3	30,6	30,6	10,8	20,6	20,6	II G/I 0,15	
4	12,9	12,9	13,7	21,1	21,1	III I/P 0,24	
5	70,1	70,1	16,1	20,7	20,7	IV I 0,00	

Pale...

N°	x (m)	y (m)	Średnica (m)	Długość (m)	Nachyleni e (°)	Rozstaw osi (m)	Shear resistance (kN/m ²)	Section yield moment (kN*m)	Metoda stabilizacji
1	260	49,5	0,5	15	90	2	--	200	Dopuszcza Ine obciążenie Broms & (1964)

Kotwy

N°	x (m)	y (m)	Swobodny odcinek ciągną (m)	Zespolona z gruntem długość ciągną (m)	Średnica buławy (m)	Nachylenie (°)	Siła rozciągająca (kN)
1	260	49	12,5	10	0,2	30	336,0646

Obciążenie rozłożone

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Obciążenie zewnętrzne (kN/m2)
1	269	53,5	275	53,8	25

Wyniki analiz [EC7/8]

Minimalny znaleziony Fs	1,23
Odcięta punktu obrotu powierzchni poślizgu	261,5 m
Rzędna punktu obrotu powierzchni poślizgu	58,3 m
Promień powierzchni obrotu	11,85 m

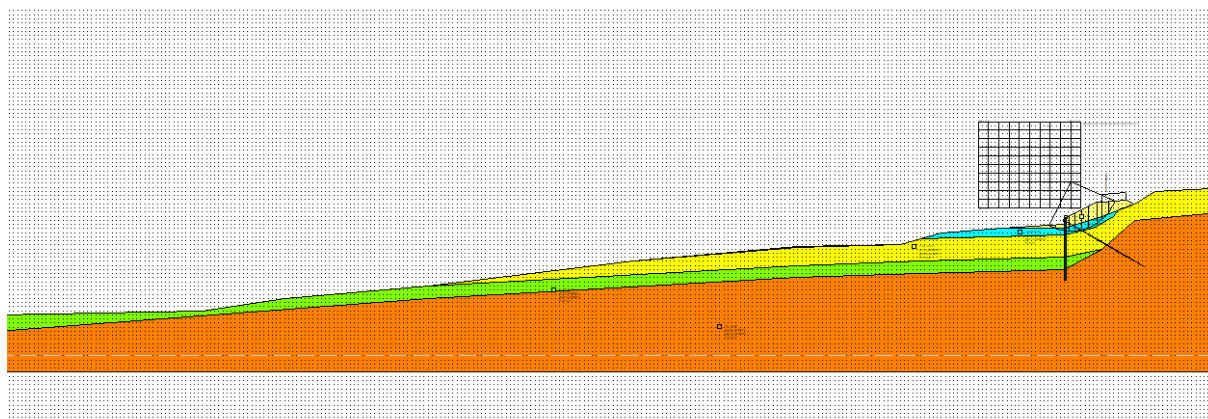
xc = 261,50 yc = 58,30 Rc = 11,851 Fs=1,226

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m2)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	1,63	-22,7	1,77	13,36	0,0	0,0	1,6	33,9	0,0	12,3	-5,2
2	2,25	-12,9	2,31	51,05	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	49,8	-11,4
3	1,01	-4,8	1,01	62,3	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	62,1	-5,2
4	1,63	1,6	1,63	122,18	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	122,1	3,3
5	1,63	9,5	1,65	141,98	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	164,0	-120,1
6	1,63	17,6	1,71	154,18	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	146,9	46,7
7	2,11	27,5	2,38	203,92	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	180,9	94,2
8	1,15	36,7	1,44	105,99	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	84,9	63,4
9	1,63	45,9	2,34	150,84	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	105,0	108,3
10	1,63	59,3	3,19	85,81	0,0	0,0	1,6	33,9	0,0	43,9	73,8

Dopuszczalne obciążenie pala

xc = 261,50 yc = 58,30 Rc = 11,851 Fs=1,2258

pal x=260 Y=49,5 Plim=201,1 kN Występ pala 3,23 m



6.3 Analiza stateczności metodą Felleniusa – z zabezpieczeniem (bez współczynników częściowych)

Analiza stateczności wykonana metodą: FELLENIUS (1936)

Liczba warstw	5,0
Liczba pasków	10,0
Acceptable level of safety	1,2
Partial resistance coefficient	1,0
Przyjęte parametry kąta tarcia wewnętrznego:	Maksymalne
Analiza	Warunki z odpływem
Cylindryczna powierzchnia poślizgu	

Siatka środków obrotu

Lewy dolny wierzchołek odciętej xi	239,0 m
Lewy dolny wierzchołek rzędnej yi	52,0 m
Prawy górny wierzchołek odciętej xs	264,0 m
Prawy górny wierzchołek rzędnej ys	73,0 m
Krok wyszukiwania	10,0
Ilość komórek na osi X	10,0
Ilość komórek na osi y	10,0

Partial coefficients for geotechnical parameters

Tangens kąta tarcia wewnętrznego	1,25
Spójność efektywna	1,25
Spójności pozorna	1,4
Reduced soil geotechnical parameters	Nie

Stratygrafia

c: spójność; cu: spójność pozorna; Fi: Kąt tarcia; G: Ciężar objętościowy; Gs: Ciężar obj. gruntu nasyconego; K: moduł Winklera

Warstwa	c (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	Opis litologiczny	
1	2	2	40	19	19	N	
2	10	10	11	19,9	19,9	I G/Gz 0,45	
3	30,6	30,6	10,8	20,6	20,6	II G/I 0,15	
4	12,9	12,9	13,7	21,1	21,1	III I/P 0,24	
5	70,1	70,1	16,1	20,7	20,7	IV I 0,00	

Pale...

N°	x (m)	y (m)	Średnica (m)	Długość (m)	Nachyleni e (°)	Rozstaw osi (m)	Shear resistance (kN/m ²)	Section yield moment (kN*m)	Metoda stabilizacji
1	260	49,5	0,5	15	90	2	--	200	Dopuszczalne obciążenie Broms & (1964)

Kotwy

N°	x (m)	y (m)	Swobodny odcinek ciągna (m)	Zespolona z gruntem długość ciągna (m)	Średnica buławy (m)	Nachylenie (°)	Siła rozciągająca (kN)
1	260	49	12,5	10	0,2	30	336,0646

Obciążenie rozłożone

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Obciążenie zewnętrzne (kN/m ²)
1	269	53,5	275	53,8	25

Wyniki analiz [EC7/8]

Minimalny znaleziony Fs	1,53
Odcięta punktu obrotu powierzchni poślizgu	261,5 m
Rzędna punktu obrotu powierzchni poślizgu	58,3 m
Promień powierzchni obrotu	11,85 m

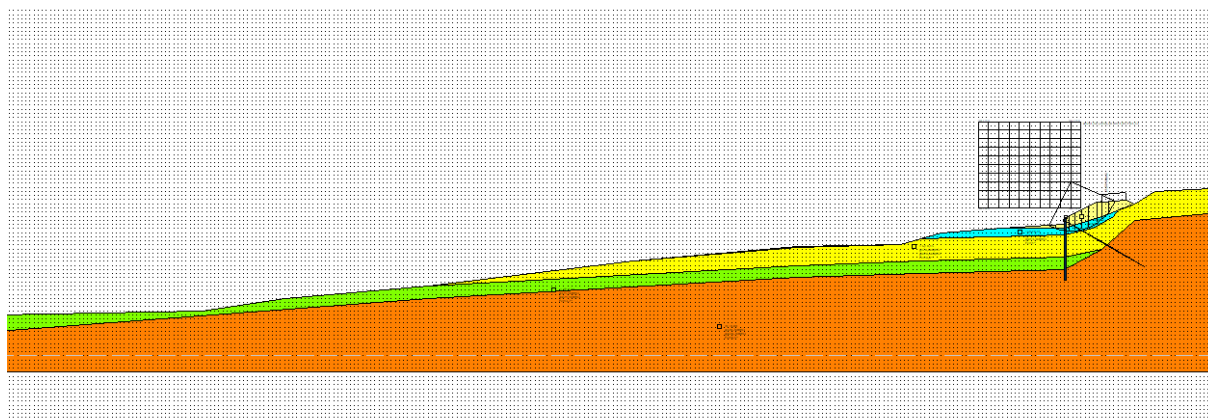
xc = 261,50 yc = 58,30 Rc = 11,851 Fs=1,532

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	1,63	-22,7	1,77	13,36	0,0	0,0	2,0	40,0	0,0	12,3	-5,2
2	2,25	-12,9	2,31	51,05	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	49,8	-11,4
3	1,01	-4,8	1,01	62,3	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	62,1	-5,2
4	1,63	1,6	1,63	122,18	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	122,1	3,3
5	1,63	9,5	1,65	141,98	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	164,0	-120,1
6	1,63	17,6	1,71	154,18	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	146,9	46,7
7	2,11	27,5	2,38	203,92	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	180,9	94,2
8	1,15	36,7	1,44	105,99	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	84,9	63,4
9	1,63	45,9	2,34	150,84	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	105,0	108,3
10	1,63	59,3	3,19	85,81	0,0	0,0	2,0	40,0	0,0	43,9	73,8

Dopuszczalne obciążenie pala

$x_c = 261,50$ $y_c = 58,30$ $R_c = 11,851$ $F_s = 1,5323$

pala $x=260$ $Y=49,5$ $Plim=201,1$ kN Występ pala 3,23 m



6.4 Analiza stateczności metodą Bishopa – bez zabezpieczenia

Analiza stateczności wykonana metodą: BISHOP (1955)

Liczba warstw	5,0
Liczba pasków	10,0
Acceptable level of safety	1,1
Partial resistance coefficient	1,0
Przyjęte parametry kąta tarcia wewnętrznego:	Maksymalne
Analiza	Warunki z odpływem
Cylindryczna powierzchnia poślizgu	

Siatka środków obrotu

Lewy dolny wierzchołek odciętej x_i	239,0 m
Lewy dolny wierzchołek rzędnej y_i	52,0 m
Prawy górny wierzchołek odciętej x_s	264,0 m
Prawy górny wierzchołek rzędnej y_s	73,0 m
Krok wyszukiwania	10,0
Ilość komórek na osi X	10,0
Ilość komórek na osi y	10,0

Stratygrafia

c: spójność; c_u : spójność pozorna; F_i : Kąt tarcia; G: Ciężar objętościowy; G_s : Ciężar obj. gruntu nasyconego; K: moduł Winklera

Warstwa	c (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	F_i (°)	G (kN/m ³)	G_s (kN/m ³)	Opis litologiczny	
1	2	2	25	19	19	N	
2	10	10	11	19,9	19,9	I G/Gz 0,45	
3	30,6	30,6	10,8	20,6	20,6	II G/I 0,15	

4	12,9	12,9	13,7	21,1	21,1	III I/P 0,24	
5	70,1	70,1	16,1	20,7	20,7	IV I 0,00	

Obciążenie rozłożone

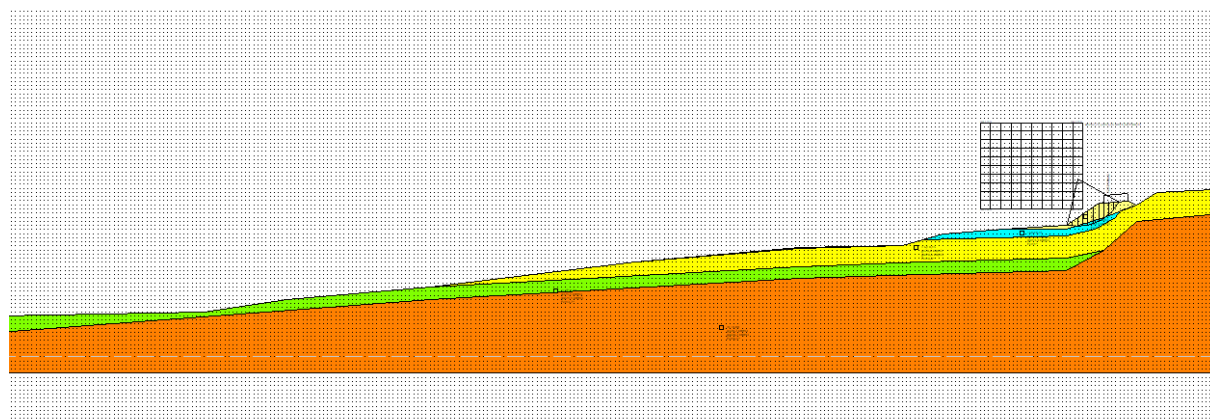
N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Obciążenie zewnętrzne (kN/m ²)
1	269	53,5	275	53,8	32,5

Wyniki analiz [EC7/8]

Minimalny znaleziony Fs	0,93
Odcięta punktu obrotu powierzchni poślizgu	262,75 m
Rzędna punktu obrotu powierzchni poślizgu	59,35 m
Promień powierzchni obrotu	11,5 m

$$x_c = 262,75 \quad y_c = 59,35 \quad R_c = 11,50 \quad F_s = 0,926$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	1,26	-9,6	1,27	12,91	0,0	0,0	2,0	25,0	0,0	14,8	10,2
2	1,26	-3,3	1,26	36,12	0,0	0,0	2,0	25,0	0,0	37,4	21,6
3	1,26	3,0	1,26	56,34	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	55,1	25,1
4	1,26	9,3	1,27	73,3	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	69,6	28,3
5	1,26	15,7	1,3	86,67	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	81,3	31,1
6	1,52	23,1	1,65	117,19	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	110,0	40,9
7	1,03	0,0	1,16	76,58	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	72,5	27,7
8	1,25	36,8	1,56	121,41	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	120,2	42,1
9	1,26	45,1	1,78	97,59	0,0	0,0	2,0	25,0	0,0	89,3	48,8
10	1,26	55,0	2,19	60,38	0,0	0,0	2,0	25,0	0,0	57,3	33,6



6.5 Analiza stateczności metodą Bishopa – z zabezpieczeniem (ze współczynnikami częściowymi)

Analiza stateczności wykonana metodą: BISHOP (1955)

Liczba warstw	5,0
Liczba pasków	10,0
Acceptable level of safety	1,2
Partial resistance coefficient	1,0
Przyjęte parametry kąta tarcia wewnętrznego:	Maksymalne
Analiza	Warunki z odpływem
Cylindryczna powierzchnia poślizgu	

Siatka środków obrotu

Lewy dolny wierzchołek odciętej xi	239,0 m
Lewy dolny wierzchołek rzędnej yi	52,0 m
Prawy górny wierzchołek odciętej xs	264,0 m
Prawy górny wierzchołek rzędnej ys	73,0 m
Krok wyszukiwania	10,0
Ilość komórek na osi X	10,0
Ilość komórek na osi y	10,0

Partial coefficients for geotechnical parameters

Tangens kąta tarcia wewnętrznego	1,25
Spójność efektywna	1,25
Spójności pozorna	1,4
Reduced soil geotechnical parameters	Tak

Stratygrafia

c: spójność; cu: spójność pozorna; Fi: Kąt tarcia; G: Ciężar objętościowy; Gs: Ciężar obj. gruntu nasyconego; K: moduł Winklera

Warstwa	c (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	Opis litologiczny	
1	2	2	45	19	19	N	
2	10	10	11	19,9	19,9	I G/Gz 0,45	
3	30,6	30,6	10,8	20,6	20,6	II G/I 0,15	
4	12,9	12,9	13,7	21,1	21,1	III I/P 0,24	
5	70,1	70,1	16,1	20,7	20,7	IV I 0,00	

Pale...

N°	x (m)	y (m)	Średnica (m)	Długość (m)	Nachyleni e (°)	Rozstaw osi (m)	Shear resistance (kN/m ²)	Section yield moment (kN*m)	Metoda stabilizacji
1	260	49,5	0,5	15	90	2	--	200	Dopuszcza lne obciążenie Broms & (1964)

Kotwy

N°	x (m)	y (m)	Swobodny odcinek ciągną (m)	Zespolona z gruntem długość ciągną (m)	Średnica buławy (m)	Nachylenie (°)	Siła rozciągająca (kN)
1	260	49	12,5	10	0,2	30	336,0646

Obciążenie rozłożone

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Obciążenie zewnętrzne (kN/m2)
1	269	53,5	275	53,8	25

Wyniki analiz [EC7/8]

Minimalny znaleziony Fs	1,95
Odcięta punktu obrotu powierzchni poślizgu	259,0 m
Rzędna punktu obrotu powierzchni poślizgu	56,2 m
Promień powierzchni obrotu	16,84 m

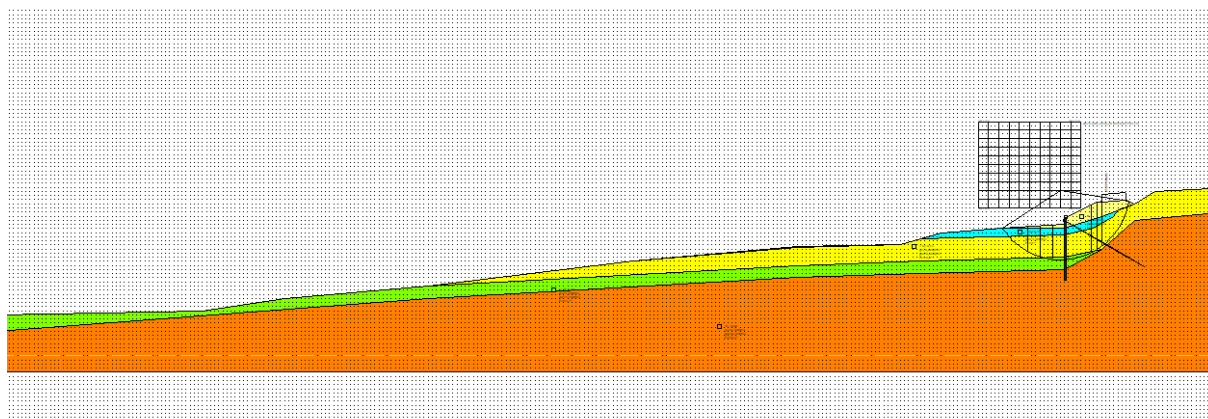
xc = 259,00 yc = 56,20 Rc = 16,844 Fs=1,952

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m2)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,1	-56,6	0,19	0,17	0,0	0,0	8,0	8,8	0,0	1,7	0,9
2	6,04	-42,2	8,16	460,28	0,0	0,0	24,48	8,7	0,0	768,6	162,4
3	3,07	-22,5	3,33	429,3	0,0	0,0	24,48	8,7	0,0	498,2	80,7
4	3,07	-11,5	3,14	501,01	0,0	0,0	10,32	11,0	0,0	525,3	69,1
5	2,81	-1,4	2,81	488,28	0,0	0,0	10,32	11,0	0,0	490,0	63,8
6	0,05	3,7	0,05	9,46	0,0	0,0	10,32	11,0	0,0	9,4	1,2
7	6,36	14,8	6,58	1422,11	0,0	0,0	10,32	11,0	0,0	1424,3	177,1
8	1,59	29,2	1,82	362,55	0,0	0,0	10,32	11,0	0,0	388,3	48,4
9	1,0	34,4	1,21	221,78	0,0	0,0	24,48	8,7	0,0	245,2	34,4
10	6,63	58,7	12,76	1183,77	0,0	0,0	24,48	8,7	0,0	1785,0	299,5

Dopuszczalne obciążenie pala

xc = 259,00 yc = 56,20 Rc = 16,844 Fs=1,9523

pal x=260 Y=49,5 Plim=164,7 kN Występ pala 11,12 m



6.6 Analiza stateczności metodą Bishopa – z zabezpieczeniem (bez współczynników częściowych)

Analiza stateczności wykonana metodą: BISHOP (1955)

Liczba warstw	5,0
Liczba pasków	10,0
Acceptable level of safety	1,2
Partial resistance coefficient	1,0
Przyjęte parametry kąta tarcia wewnętrznego:	Maksymalne
Analiza	Warunki z odpływem
Cylindryczna powierzchnia poślizgu	

Siatka środków obrotu

Lewy dolny wierzchołek odciętej xi	239,0 m
Lewy dolny wierzchołek rzędnej yi	52,0 m
Prawy górny wierzchołek odciętej xs	264,0 m
Prawy górny wierzchołek rzędnej ys	73,0 m
Krok wyszukiwania	10,0
Ilość komórek na osi X	10,0
Ilość komórek na osi y	10,0

Partial coefficients for geotechnical parameters

Tangens kąta tarcia wewnętrznego	1,25
Spójność efektywna	1,25
Spójności pozorna	1,4
Reduced soil geotechnical parameters	Nie

Stratygrafia

c: spójność; cu: spójność pozorna; Fi: Kąt tarcia; G: Ciężar objętościowy; Gs: Ciężar obj. gruntu nasyconego; K: moduł Winklera

Warstwa	c (kN/m ²)	c _u (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	G _s (kN/m ³)	Opis litologiczny	
1	2	2	45	19	19	N	
2	10	10	11	19,9	19,9	I G/Gz 0,45	
3	30,6	30,6	10,8	20,6	20,6	II G/I 0,15	
4	12,9	12,9	13,7	21,1	21,1	III I/P 0,24	
5	70,1	70,1	16,1	20,7	20,7	IV I 0,00	

Pale...

N°	x (m)	y (m)	Średnica (m)	Długość (m)	Nachylenie e (°)	Rozstaw osi (m)	Shear resistance (kN/m ²)	Section yield moment (kN*m)	Metoda stabilizacji
1	260	49,5	0,5	15	90	2	--	200	Dopuszczalne obciążenie Broms & (1964)

Kotwy

N°	x (m)	y (m)	Swobodny odcinek ciągna (m)	Zespolona z gruntem długość ciągna (m)	Średnica buławy (m)	Nachylenie (°)	Siła rozciągająca (kN)
1	260	49	12,5	10	0,2	30	336,0646

Obciążenie rozłożone

N°	x _i (m)	y _i (m)	x _f (m)	y _f (m)	Obciążenie zewnętrzne (kN/m ²)
1	269	53,5	275	53,8	25

Wyniki analiz [EC7/8]

Minimalny znaleziony Fs	2,44
Odcięta punktu obrotu powierzchni poślizgu	259,0 m
Rzędna punktu obrotu powierzchni poślizgu	56,2 m
Promień powierzchni obrotu	16,84 m

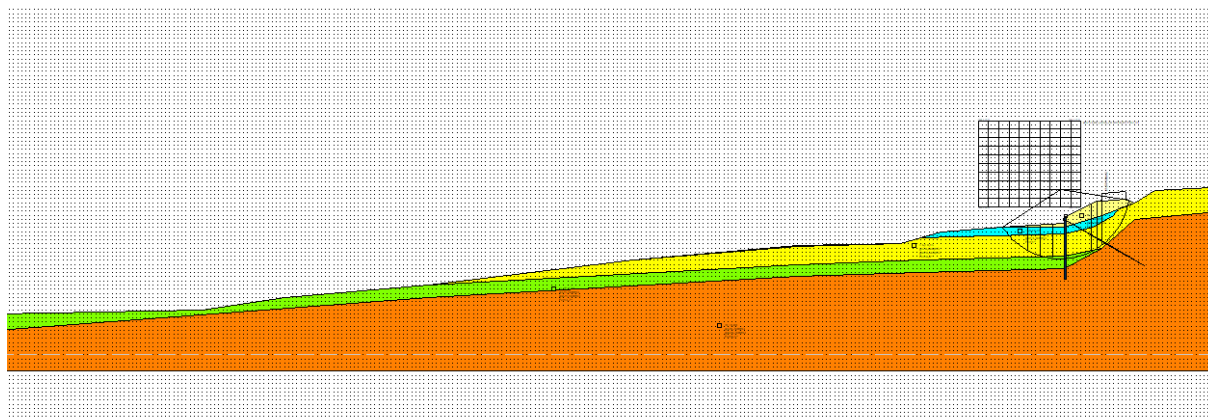
xc = 259,00 yc = 56,20 Rc = 16,844 Fs=2,44

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,1	-56,6	0,19	0,17	0,0	0,0	10,0	11,0	0,0	1,7	0,9
2	6,04	-42,2	8,16	460,28	0,0	0,0	30,6	10,8	0,0	768,6	162,4
3	3,07	-22,5	3,33	429,3	0,0	0,0	30,6	10,8	0,0	498,2	80,7
4	3,07	-11,5	3,14	501,01	0,0	0,0	12,9	13,7	0,0	525,3	69,1
5	2,81	-1,4	2,81	488,28	0,0	0,0	12,9	13,7	0,0	490,0	63,8
6	0,05	3,7	0,05	9,46	0,0	0,0	12,9	13,7	0,0	9,4	1,2
7	6,36	14,8	6,58	1422,11	0,0	0,0	12,9	13,7	0,0	1424,3	177,1
8	1,59	29,2	1,82	362,55	0,0	0,0	12,9	13,7	0,0	388,3	48,4
9	1,0	34,4	1,21	221,78	0,0	0,0	30,6	10,8	0,0	245,2	34,4
10	6,63	58,7	12,76	1183,77	0,0	0,0	30,6	10,8	0,0	1785,0	299,5

Dopuszczalne obciążenie pala

$x_c = 259,00$ $y_c = 56,20$ $R_c = 16,844$ $F_s = 2,4404$

pala $x=260$ $Y=49,5$ $Plim=164,7$ kN Występ pala 11,12 m



7 Dane do zaprojektowania fundamentów

Analizowany problem stateczności zbocza nie dotyczy projektowania fundamentów w ich tradycyjnym rozumieniu.

Posadowienie konstrukcji oporowych zapewniających stateczność stoku określone zostało w oparciu o warunki gruntowe i obciążenia opisane w niniejszym opracowaniu powyżej.

8 Specyfikacja badań niezbędnych do zapewnienia wymaganej jakości robót ziemnych i specjalistycznych robót geotechnicznych

Dokładne wymagania dotyczące badań koniecznych do wykonania na etapie realizacji inwestycji zostaną podane w Specyfikacjach technicznych wykonania i odbioru robót. Wymagania te nie mogą być mniej rygorystyczne niż wymagania mających zastosowanie odpowiednich norm i przepisów.

9 Szkodliwość oddziaływań wód gruntowych na obiekt budowlany i sposoby przeciwdziałania tym zagrożeniom

Opracowana dla inwestycji dokumentacja geologiczno-inżynierska nie wskazuje na zagrożenie ze strony wód gruntowych. Niemniej jednak, aby ograniczyć oddziaływanie wód powierzchniowych na podłoże gruntowe zaprojektowane zostały zmiany w systemie odwodniania w sąsiedztwie analizowanego odcinka drogi mające na celu ograniczenie infiltracji wody w podłoże i tym samym zmniejszenie redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu.

10 Zakres niezbędnego monitorowania obiektu budowlanego, obiektów sąsiadujących i otaczającego gruntu, niezbędnego do rozpoznania zagrożeń mogących wystąpić w trakcie realizacji robót budowlanych lub w ich wyniku oraz w czasie użytkowania obiektu budowlanego

W trakcie realizacji inwestycji wykonawca powinien na bieżąco sprawdzać zgodność warunków gruntowych z założeniami projektowymi, jak również monitorować zachowanie się podłoża i obiektu budowlanego.

Po zakończeniu inwestycji zaleca się bieżące sprawdzanie zachowania się obiektu, wykonywanie przeglądów okresowych jak dla obiektów drogowych i mostowych. Mając na uwadze, że przedmiotem zabezpieczenia jest osuwisko należy prowadzić również monitoring geodezyjny pozwalający sprawdzić skuteczność zabezpieczenia.

Opracował:

dr inż. Krzysztof Wilk

upr. nr PDK/0089/POOK/03