

## POSADOWIENIE NASYPU DROGI EKSPRESOWEJ NA GRUNTACH ORGANICZNYCH

Krzysztof STERNIK\*, Piotr KANTY

Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska, ul. Akademicka 5, 44-100 Gliwice

**Streszczenie:** Omawiany problem związany jest z projektem przebudowy nasypu modernizowanej drogi. Skarpa istniejącego nasypu wykazywała oznaki utraty stateczności, której przyczyną były występujące pod częścią nasypu ściśliwe grunty organiczne o miąższości dochodzącej do 12 m. Na pozostałym obszarze podłoże było nośne i mało ściśliwe. Bardzo zróżnicowane charakterystyki gruntów podłoża i niestateczność istniejącej skarpy skłoniły projektantów do posadowienia nowo projektowanego nasypu na płycie żelbetowej opartej na palach. Artykuł pokazuje alternatywne rozwiązanie, wykorzystujące istniejący nasyp zabezpieczony kotwioną ścianką szczelną. Skuteczność rozwiązania uzasadniają wyniki analiz stateczności. Wykonano je dwoma sposobami: tradycyjną uproszczoną metodą Bishopa i metodą elementów skończonych. Wyniki obliczeń poddano krytycznej ocenie.

*Słowa kluczowe:* stateczność nasypu, MES, metoda Bishopa, konsolidacja.

### 1. Wprowadzenie

Rozwój infrastruktury drogowej sprawia, że modernizacji i przystosowaniu do aktualnych wymogów techniczno-eksploatacyjnych podlegają istniejące obiekty inżynierskie. Obiekty projektowane i wykonane w odległej przeszłości nie tylko nie spełniają obecnych standardów, ale niejednokrotnie znajdują się w stanie granicznym użytkowania. Ten stan bywa często związany z posadowieniem w trudnych warunkach gruntowych.

Przykładem modernizowanego obiektu jest projektowana na nasypie obwodnica Ostródy. Droga biegnie częściowo na istniejącym nasypie. Nasyp ten wykonano w latach siedemdziesiątych. W wyniku posadowienia na gruntach organicznych skarpy istniejącego nasypu miejscami osuwają się.

Projektanci przyjęli, że posadowienie nasypu po modernizacji będzie zrealizowane na płycie żelbetowej opartej na palach prefabrykowanych. W takim przypadku podłoże nie ma wpływu na stateczność skarp nasypu, co w pełni uzasadnia ocenę stateczności za pomocą jednej z metod równowagi granicznej (zwykle uproszczonej metody Bishopa).

Konstrukcyjne rozwiązanie posadowienia jest teoretycznie najprostszym wyjściem, ale nie wykorzystuje w pełni potencjału tkwiącego w znajomości mechaniki gruntów oraz nowoczesnych metodach obliczeniowych. Posadowienie przebudowywanego nasypu bezpośrednio na ściśliwym podłożu jest możliwe, ale wymaga znacznie

staranniejszej (a tym samym bardziej czasochłonnej) analizy numerycznej uwzględniającej historię obciążenia i zmieniające się w czasie relacje między naprężeniami efektywnymi a ciśnieniem wody w porach. Problematyka posadawiania nasypów na ściśliwym organicznym podłożu omówiona była w literaturze polskiej na przykład przez Molisza i in. (1986) oraz Lechowicza i Szymańskiego (2002).

Celem pracy jest przedstawienie możliwości wykorzystania stałych kotew gruntowych do podparcia istniejącej ścianki szczelnej w szczególnych warunkach słabego podłoża gruntowego. W artykule przedstawiono rozwiązanie alternatywne do zaproponowanego w projekcie. Autorzy założyli bezpośrednie posadowienie nasypu z ograniczeniem wypierania słabego gruntu spod jego podstawy za pomocą kotwionej ścianki szczelnej z grodziec stalowych. Skuteczność tego rozwiązania potwierdziła analiza przemieszczeń oraz ocena stateczności z zastosowaniem metody elementów skończonych i wykorzystaniem teorii dużych przemieszczeń oraz konsolidacji. Dokonano porównania wyników ocen stateczności nasypu uzyskanych metodą elementów skończonych i uproszczoną metodą Bishopa.

\* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: Krzysztof.Sternik@polsl.pl

## 2. Opis rozwiązania projektowego i rozważanej alternatywy

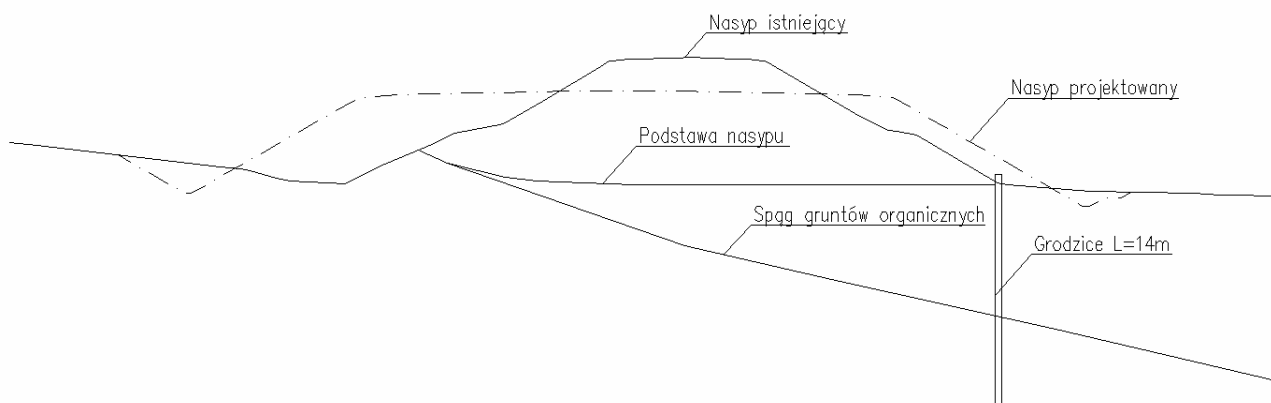
Wysokość istniejącego nasypu jest zróżnicowana i dochodzi do 7,4 m, zaś szerokość jego korony wynosi 9,2 m. Ze względu na lokalne osunięcia skarpy istniejącego nasypu zabezpieczono wbijając u jej podstawy ściankę szczelną z grodzic stalowych długości 14 m (rys. 1). Na rysunku 1 można zauważyć pochylone drzewa i krzewy świadczące o ruchach osuwiskowych skarpy.

Po przebudowie nasyp będzie niższy o około 1 m, ale ze względu na przewidywany wzrost natężenia ruchu, projektowany nasyp musi być szerszy od istniejącego. Nachylenie projektowanych skarp założono jako 1:1,75. Kształty obu nasypów w rozważanym przekroju pokazano na rysunku 2.

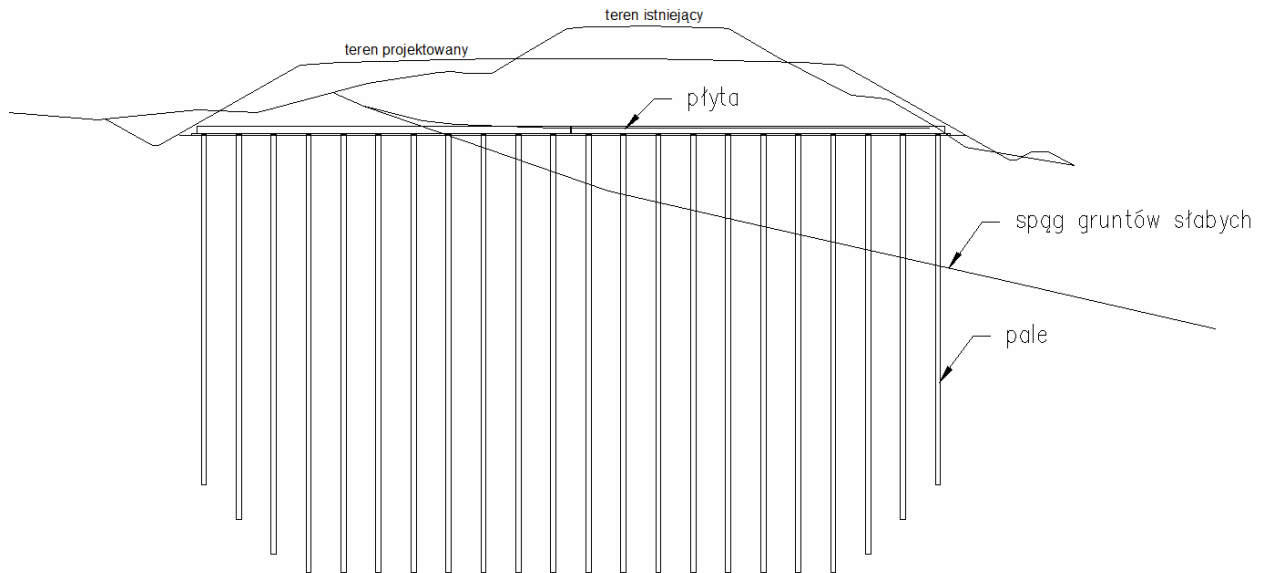
Bardzo zróżnicowane charakterystyki gruntów podłoża i niestateczność istniejącej skarpy skłoniły projektantów do zaprojektowania posadowienia nasypu drogowego na płycie żelbetowej wspartej na żelbetowych palach wbijanych. Schemat takiego rozwiązania pokazano na rysunku 3. Zaprojektowane pale wbijane charakteryzują się kwadratowym przekrojem poprzecznym o boku 0,3 m i długością od 20 m pod skarpami do 25 m pod środkiem nasypu. W takim rozwiązaniu cały nasyp znajduje się na płycie żelbetowej o grubości 0,4 m. Jego niewątpliwą zaletą jest brak zagrożenia nierównomiernym osiadaniem oraz utratą stateczności skarp na skutek wypierania gruntu słabego zalegającego w podłożu.



Rys. 1. Skarpa istniejącego nasypu drogi krajowej (Dokumentacja geologiczno-inżynierska, 2011)



Rys. 2. Kształt istniejącego i projektowanego nasypu



Rys. 3. Pierwotne rozwiązanie projektowe

Niestety, rozwiązanie to ma też szereg wad. Aby je zrealizować należy w całości usunąć istniejący nasyp. Poza tym, aby zapewnić spełnienie warunku stanu granicznego nośności, zagłębienie pali w średnio zagęszczonych i zagęszczonych piaskach zalegających pod warstwą słabą musi sięgać 20 m. Wbicie pali na taką głębokość mogłoby być niewykonalne, zatem nierozstrzygniętą pozostałaby kwestia nośności i przemieszczeń układu pali pograżonych na mniejszą głębokość niż założona w projekcie. Ze względu na kolizję (w planie) z płytą żelbetową wymagane byłoby usunięcie istniejących grodzic stalowych.

Konstrukcyjne rozwiązanie problemu posadwienia nasypu nie wykorzystuje w pełni właściwości podłoża, w dużym stopniu skonsolidowanego ciężarem istniejącego nasypu i podnosi koszty inwestycji. Dodać należy, że w związku ze zmniejszeniem wysokości nasypu obniżeniu ulegną obciążenia działające na podłoże.

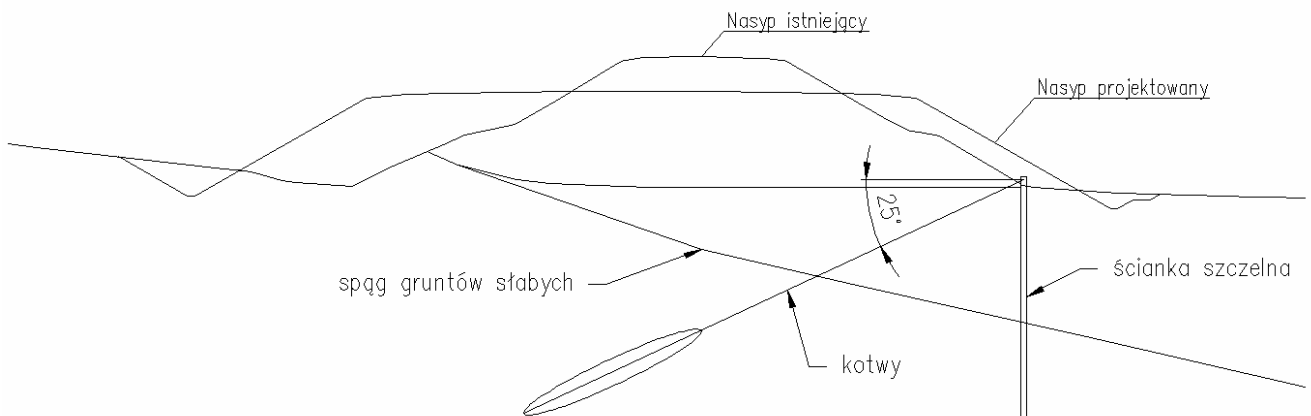
Rozwiązaniem alternatywnym może być wykorzystanie istniejących grodzic GU16-400 (dawniej G62) do utrzymania stateczności nasypu. W celu zmniejszenia przemieszczeń podstawy nasypu proponuje

się kotwienie ścianki w górnej części. Dzięki temu uniemożliwione zostanie wypieranie ściśliwych gruntów organicznych spod podstawy poszerzonego nasypu, a kotwienie ograniczy przesunięcie poziome grodzic. Ideę rozwiązania pokazano na rysunku 4.

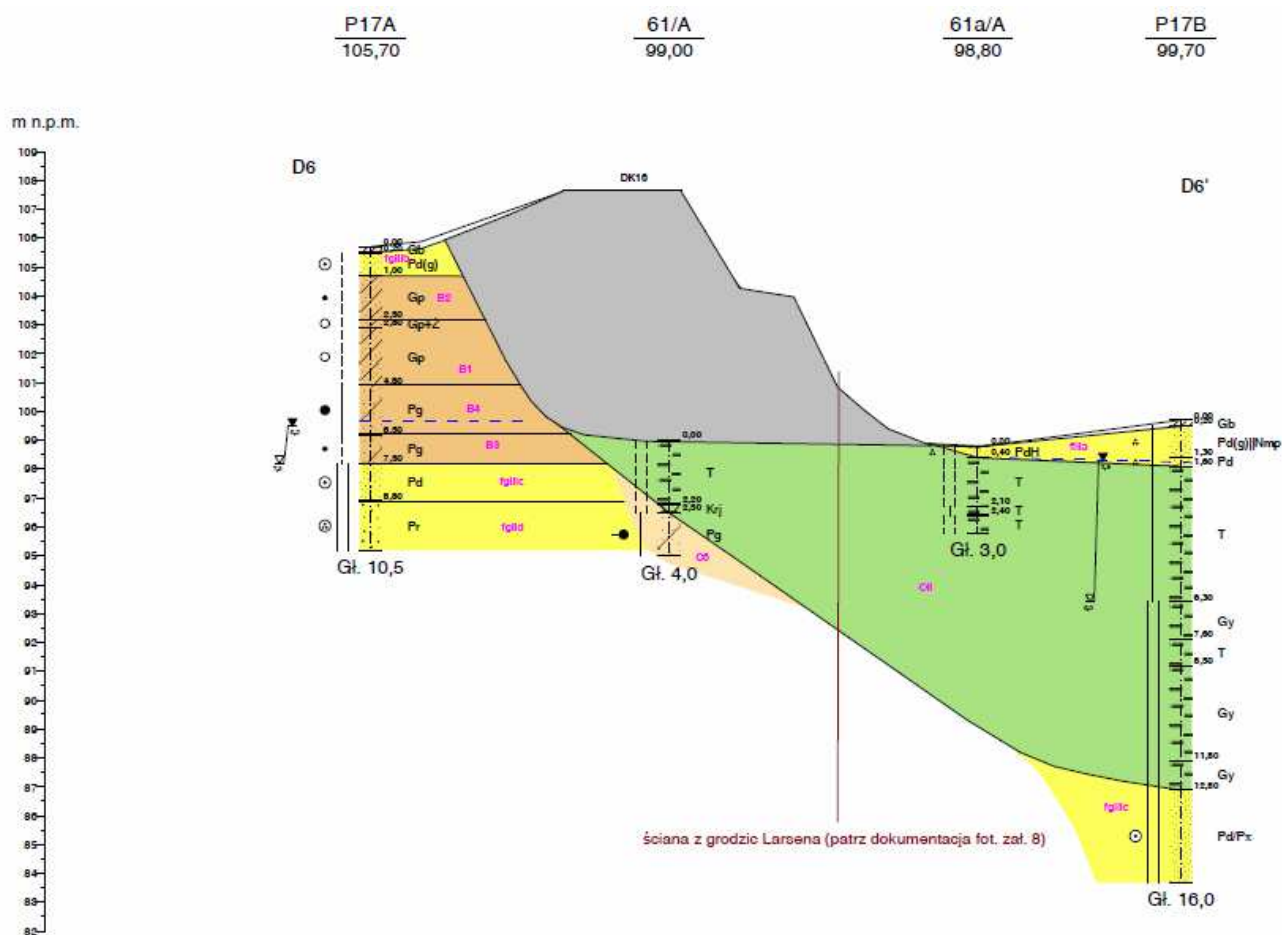
Kotwienie ścianki szczelnej musi odbyć się przed przystąpieniem do poszerzania nasypu. Zakłada się, że kotwy o całkowitej długości 20 m wykonane będą z cięgna stalowego o przekroju  $150 \text{ mm}^2$  i zakończone buławą o długości 5 m. Zakłada się ich wstępne naprężenie siłą 100 kN i rozstaw poziomy 2 m.

### 3. Opis warunków gruntowo-wodnych

Wykonana do celów projektowych dokumentacja geologiczno-inżynierska (2011) podaje, że w podłożu projektowanego nasypu drogowego stwierdzono występowanie gruntów organicznych o miąższości dochodzącej do 12 m (rys. 5). Projektowana droga będzie częściowo na istniejącym nasypie drogowym widocznym na rysunku 5.



Rys. 4. Idea rozwiązania alternatywnego



Rys. 5. Przekrój geotechniczny (Dokumentacja geologiczno-inżynierska, 2011)

Skarpa prawa ulega ruchom osuwiskowym. Pod nią występuje zagłębienie wypełnione gruntami organicznymi. W rejonie skarpy oszacowano ich miąższość na 8 m. Pod skarpą lewą wykonane badania wykazały zaleganie glin piaszczystych w stanie twardoplastycznym oraz piasków drobnych w stanie średniozagęszczonym i zagęszczonym.

Parametry geotechniczne gruntów w rejonie rozważanego przekroju drogi pokazano w tabeli 1. W tabeli scharakteryzowano najważniejsze grunty budujące podłoże: grunty organiczne, piaski (fgIIIc) zalegające najniżej w rozpoznanej strefie podłoża, piaski

(fIIIa) zalegające przypowierzchniowo na warstwie gruntów organicznych oraz materiały budujące nasyp istniejący. Dodatkowo w tabeli 1 zamieszczono charakterystykę materiału projektowanego nasypu.

Parametry geotechniczne są podstawą do wykonania obliczeń stateczności nasypu projektowanego. Wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$ , spójności  $c$ , ciężaru objętościowego  $\gamma$  i modułu odkształcenia  $E_0$  podano w Dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (2011). Pozostałe wartości parametrów: współczynnik Poissona  $\nu$ , wskaźnik porowatości  $e_0$  i współczynnik filtracji  $k$  zaczerpnięto z literatury (Wiłun, 1987).

Tab. 1. Charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych najważniejszych warstw podłoża

Nazwa gruntu	Symbol	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_0$ [MPa]	$\nu$ [-]	$e_0$ [-]	$k$ [m/dzień]
Torf, Gytia	OII	29	3	13,0	3,5	0,35	4	0,000364
Piasek drobny	fgIIIc	29	3	19,0	52,5	0,24	0,73	19,1
Piasek drobny	fIIIa	29	3	17,0	31,6	0,27	0,86	8,64
Nasyp istniejący	nB (istniejący)	16	22	21,5	26,0	0,17	0,39	-
Nasyp projektowany	nB (projektowany)	34	4	20,0	120,0	0,22	0,62	-

#### 4. Metodyka wykonanych analiz

Ze względu na rozległość zagadnienia w artykule przedstawiono tylko problem stateczności układu nasyp – podłoże. Pominięto kwestię wymiarowania ścianki szczelnej oraz obliczeń nośności kotwy gruntowej w rozwiązaniu alternatywnym. Obliczenia przeprowadzono metodą elementów skończonych programem Z\_Soil oraz uproszczoną metodą Bishopa programem GGU Stability.

Sprawdzenie stateczności można wykonać wieloma metodami (Wysokiński, 2006). W praktyce inżynierskiej stosuje się najczęściej metody blokowe, zakładające kołowe powierzchnie poślizgu. Oprócz tego stosuje się metodę elementów skończonych (MES) oraz inne metody numeryczne jak metodę różnic skończonych (MRS), czy metodę punktów materialnych (MPM). Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej (Dz. U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430) nie wymienia przypadku analizy stateczności metodami innymi niż blokowe, natomiast norma PN-EN 1997-1:2008 *Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne* przewiduje taką możliwość.

##### 4.1. Model MES

Efektywność zaproponowanego rozwiązania sprawdzono metodą elementów skończonych wykonując model dwuwymiarowy w płaskim stanie odkształcenia (rys. 6). Do obliczeń przyjęto charakterystyczne wartości parametrów gruntów. Zastosowano model materiałowy sprężysto-idealnie plastyczny z powierzchnią zniszczenia Coulomba-Mohra z modyfikacją Menetreya-Williamsa w przekroju dewiatorowym oraz niestowarzyszonym prawem płynięcia (Zimmermann i in., 2009). W obliczeniach zastosowano sformułowanie dużych przemieszczeń (współrzędne węzłów elementów skończonych były aktualizowane w miarę deformacji układu). Analizę przeprowadzono przy założeniu sprzężenia zmian naprężeń w szkieletie gruntowym

i ciśnień przepływającej wody związanych ze zmianami kształtu i ciężaru nasypu (konsolidacji podłoża).

Oprócz kinematycznych warunków brzegowych zdefiniowanych jako unieruchomienie na brzegach modelu zadeklarowano również warunki brzegowe dla ciśnień wody w porach. Na poziomie ustabilizowanego zwierciadła wody gruntowej zdefiniowano linię zerowych ciśnień, zaznaczoną na rysunku 6.

Analiza rozpoczyna się od wyznaczenia naprężeń początkowych w podłożu przy założeniu, że grunty są normalnie skonsolidowane. Współczynnik parcia spoczynkowego poszczególnych gruntów wyznaczono ze wzoru:

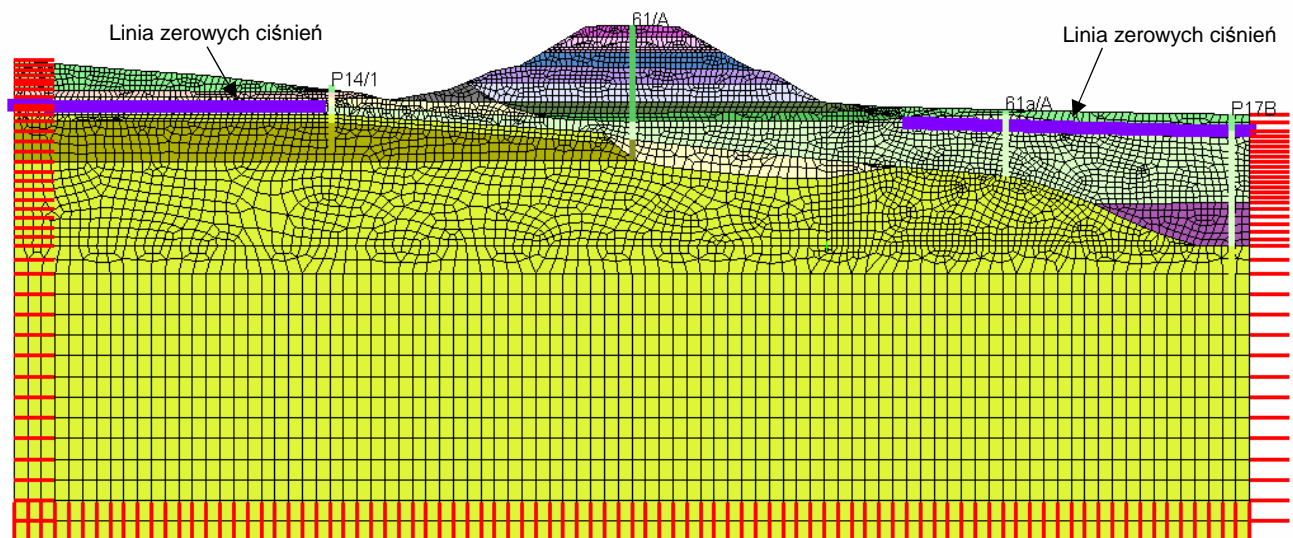
$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (1)$$

gdzie  $\phi'$  jest efektywnym kątem tarcia wewnętrznego gruntu.

Na podstawie wstępnych analiz oszacowano czas konsolidacji podłoża obciążonego nasypem istniejącym. Wyniósł on niecałe 11 lat. Po tym czasie nie zachodzą już w podłożu zmiany naprężeń i odkształceń. Czas ten (4000 dni) determinuje rozpoczęcie symulacji zmian w kształcie i ciężarze nasypu.

Rzeczywisty moment wbicia ścianki szczelnej nie jest znany autorom. W modelu przyjęto, że ściankę wbito w podłoże po stwierdzeniu początków utraty stateczności skarpy nasypu. Ten czas ustalono na 350 dni. Oznacza on możliwość kontynuacji obliczeń bez wprowadzania do modelu numerycznego elementów belkowych reprezentujących grodzice.

Zasadnicza analiza MES polegała na odtworzeniu stanu naprężeń i odkształcenia układu symulacją budowy nasypu istniejącego oraz jego późniejszej przebudowy. Budowę nasypu zrealizowano w siedmiu warstwach o miąższości 1 m. Pojawienie się każdej kolejnej warstwy poprzedzał trzydniowy proces konsolidacji. Na zakończenie tego etapu koronę nasypu obciążono zalecaną w rozporządzeniu wartością 25 kPa, reprezentującą obciążenie nawierzchnią drogową



Rys. 6. Dyskretyzacja układu nasyp – podłoże elementami skończonymi

i ruchem. Po kolejnych dwóch dniach konsolidacji podłoża sprawdzono stateczność układu za pomocą algorytmu redukcji wytrzymałości na ścinanie (Griffiths i Lane, 1999). Ponowne sprawdzenie stateczności odbyło się po 350 dniach konsolidacji podłoża.

Po tym czasie do modelu wprowadzono elementy belkowe reprezentujące grodzice i ponownie sprawdzono stateczność tak wzmocnionego układu. Nasyp z grodzicami w konsolidującym podłożu pozostawiono do konsolidacji na 10 lat, po czym sprawdzono jego stateczność.

Po dziesięciu latach konsolidacji część elementów skończonych z okolic korony nasypu usunięto, a dodano elementy po bokach nasypu istniejącego, symulując w ten sposób przebudowę nasypu. Uległ on obniżeniu, poszerzeniu i obciążeniu ruchem. Ściankę szczelną zakotwiono i ponownie sprawdzono stateczność nasypu.

#### 4.2. Obliczenia stateczności uproszczoną metodą Bishopa

Oceny stateczności dokonano również uproszczoną metodą Bishopa za pomocą programu GGU Stability. Obliczenia przeprowadzono dla nasypu istniejącego bez ścianki szczelnej, nasypu istniejącego ze ścianką szczelną oraz nasypu nowo projektowanego w wersji z grodzicami kotwionymi oraz niekotwionymi. Obliczenia współczynnika stateczności skarp nasypu wykonano wykorzystując charakterystyczne parametry geotechniczne gruntu podane w tabeli 1.

Należy zauważyć, że w przypadku określania stateczności na podstawie metody pasków duża odkształcalność gruntów organicznych przestaje mieć znaczenie. Na wynik obliczeń mają wpływ tylko parametry wytrzymałościowe (kąt tarcia wewnętrznego, spójność) i ciężar gruntu, co nie oddaje w pełni stanu zagrożenia nasypu utratą stateczności.

## 5. Wyniki obliczeń

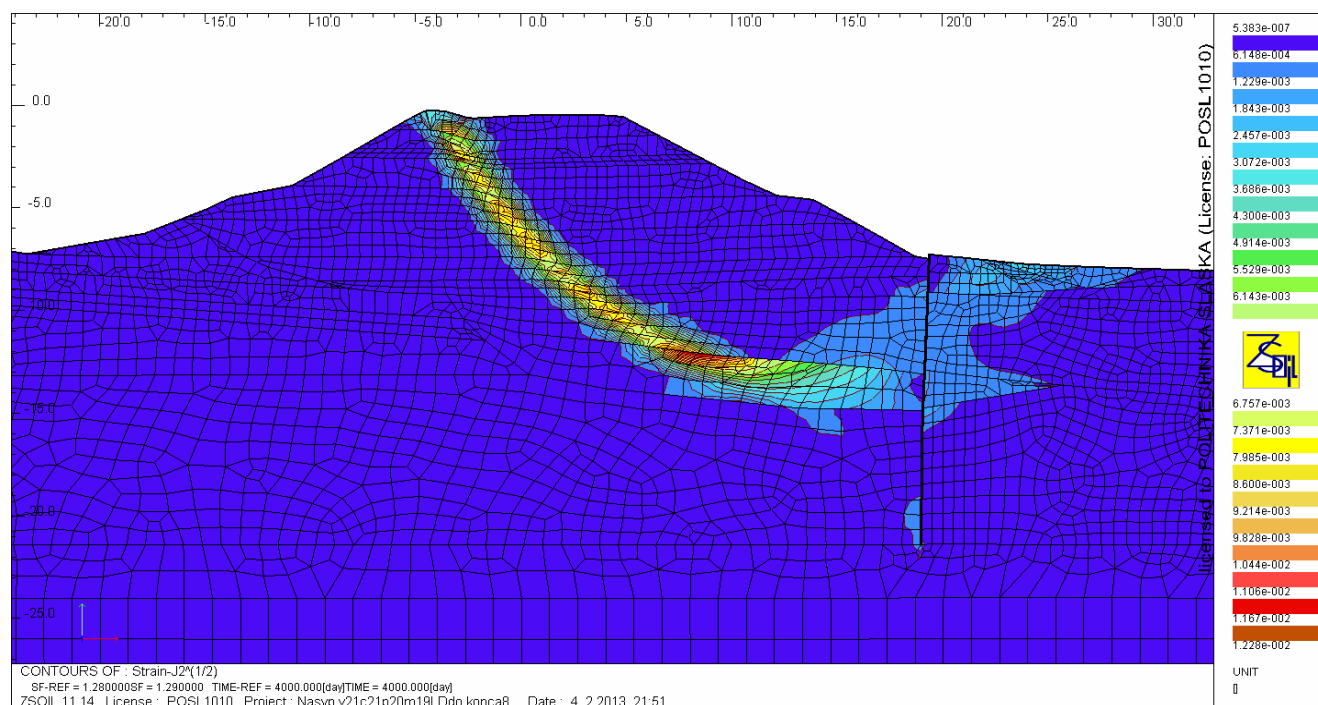
### 5.1. Wyniki uzyskane metodą elementów skończonych

Analizy stateczności wykonane po kolejnych etapach obliczeń metodą elementów skończonych pozwoliły na określenie wartości współczynnika bezpieczeństwa  $F$ , zestawione w tabeli 2.

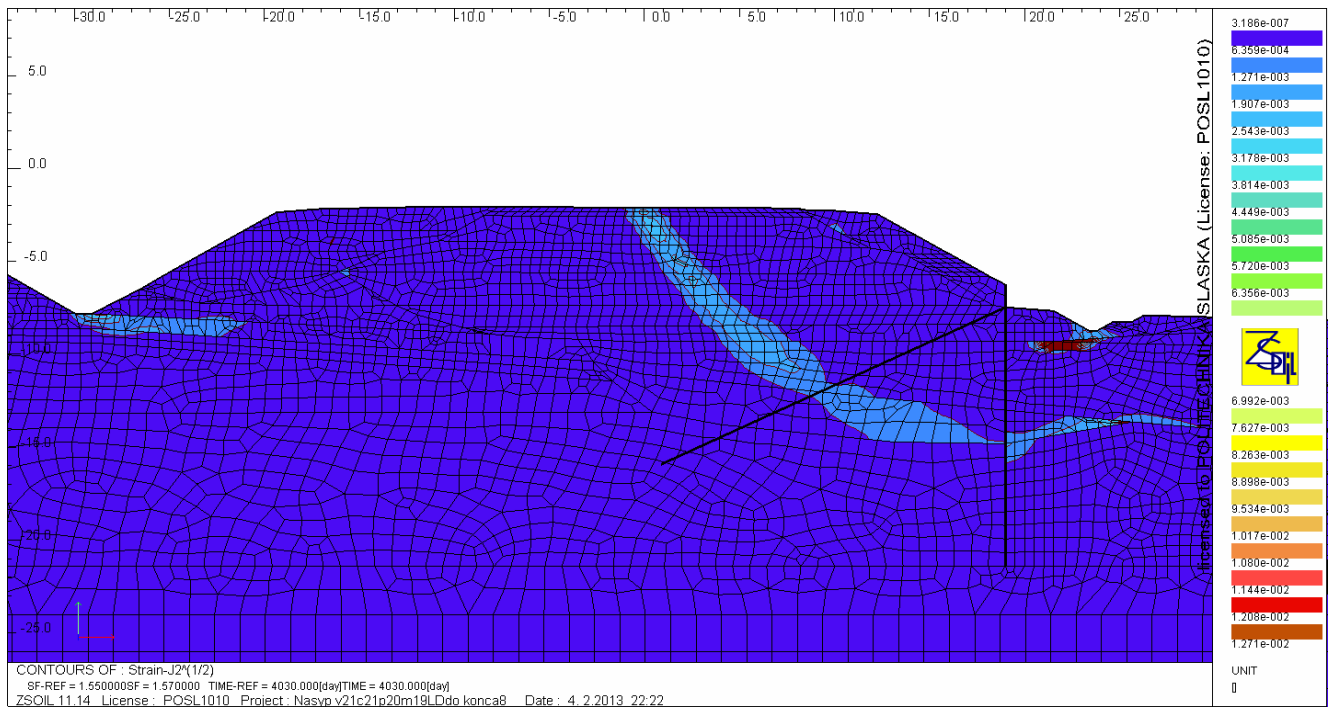
Tab. 2. Wyniki analiz stateczności MES

Etap	Współczynnik bezpieczeństwa $F$
Nasyp istniejący obciążony ruchem	1,11
350 dni konsolidacji podłoża (przed wbiciem grodzic)	1,27
Po wbiciu grodzic	1,27
Po 10 latach konsolidacji	1,29
Po zakotwieniu ścianki i przebudowie nasypu	1,57

Formę utraty stateczności nasypu istniejącego i przebudowanego ilustrują rysunkach 7 i 8. Przedstawiają one koncentrację odkształceń postaciowych (drugiego niezmiennika dewiatora tensora odkształcenia) po przeprowadzeniu redukcji wytrzymałości na ścinanie. Rysunek 7 odnosi się do stanu nasypu i podłoża po 11 latach konsolidacji podłoża pod wpływem ciężaru nasypu istniejącego, natomiast rysunek 8 do stanu po przebudowie nasypu i wzmocnieniu ścianki szczelinowej kotwami gruntowymi.



Rys. 7. Kształt powierzchni poślizgu w nasypie istniejącym po wbiciu grodzic i czasie konsolidacji 10 lat ( $F = 1,29$ )



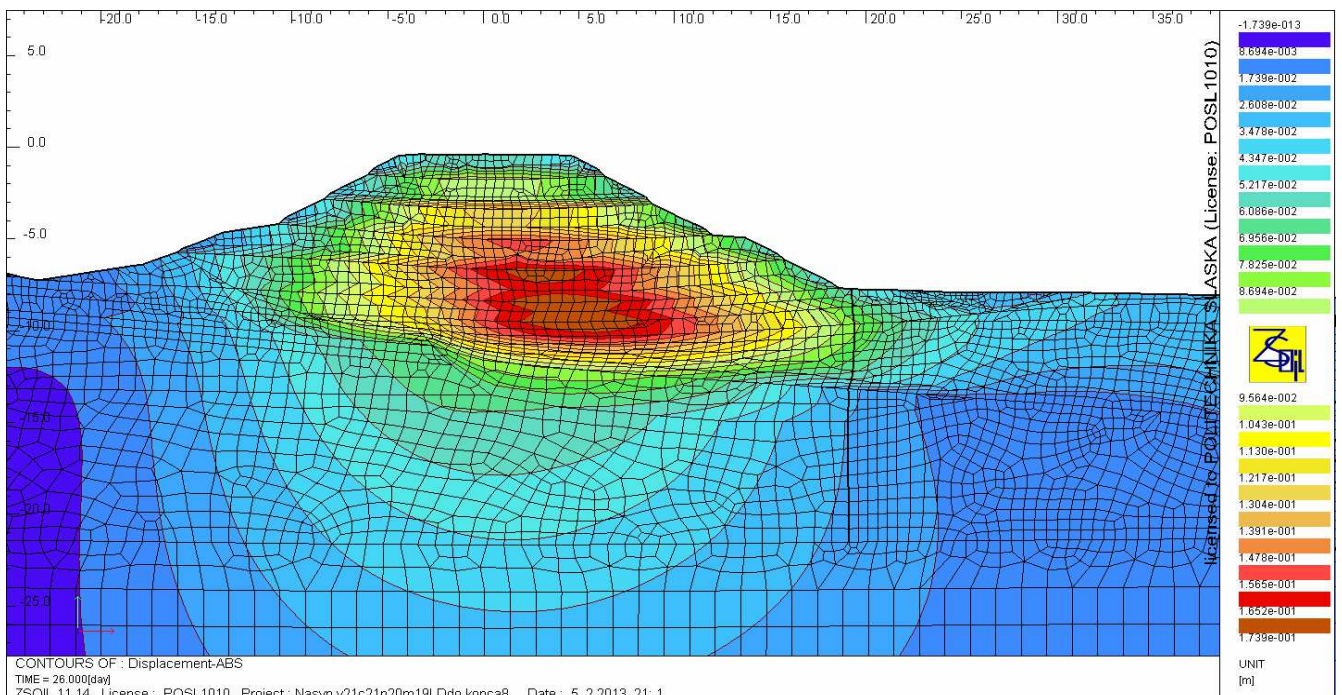
Rys. 8. Kształt potencjalnej powierzchni poślizgu w przebudowanym nasypie po zakotwieniu grodzic ( $F = 1,57$ )

Maksymalne przemieszczenia podłoża przed przebudową nasypu wystąpiły pod prawą skarpią nasypu. Po wybudowaniu istniejącego nasypu wyniosły one 17,4 cm. Po niemal rocznej konsolidacji, przed wbiciem ścianki zwiększyły się do 20,1 cm. Konsolidacja podłoża po wykonaniu ścianki spowodowała dalszy nieznaczny wzrost przemieszczeń do wartości 21,8 cm. Wartości te wskazują na fakt, iż większa część przemieszczeń wystąpiła w stosunkowo krótkim czasie, jeszcze podczas budowy nasypu. Rozkład przemieszczeń po zakończeniu budowy nasypu pokazano na rysunku 9.

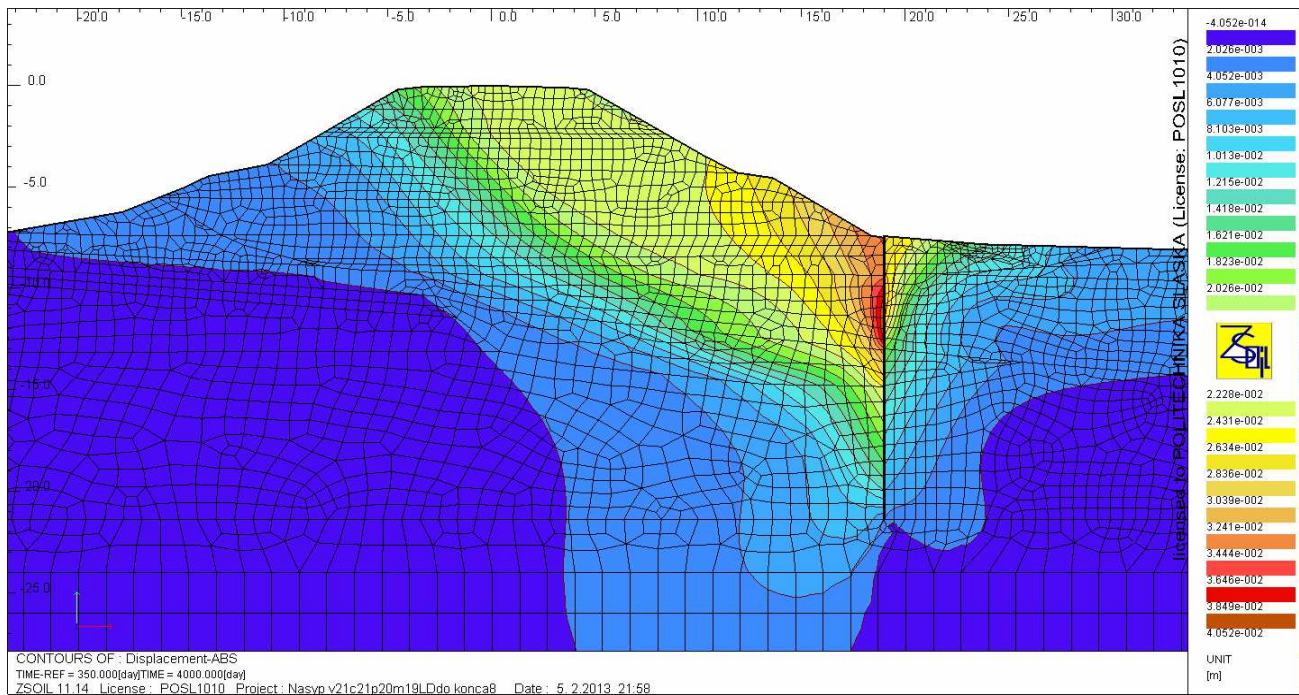
Wyniki przeprowadzonej analizy wskazują, że nasyp

osiadał pod wpływem ciężaru własnego w kierunku niecki gruntów organicznych. Największe przemieszczenia w fazie konsolidacji po wbiciu grodzic występują w sąsiedztwie ścianki szczelnej (rys. 10).

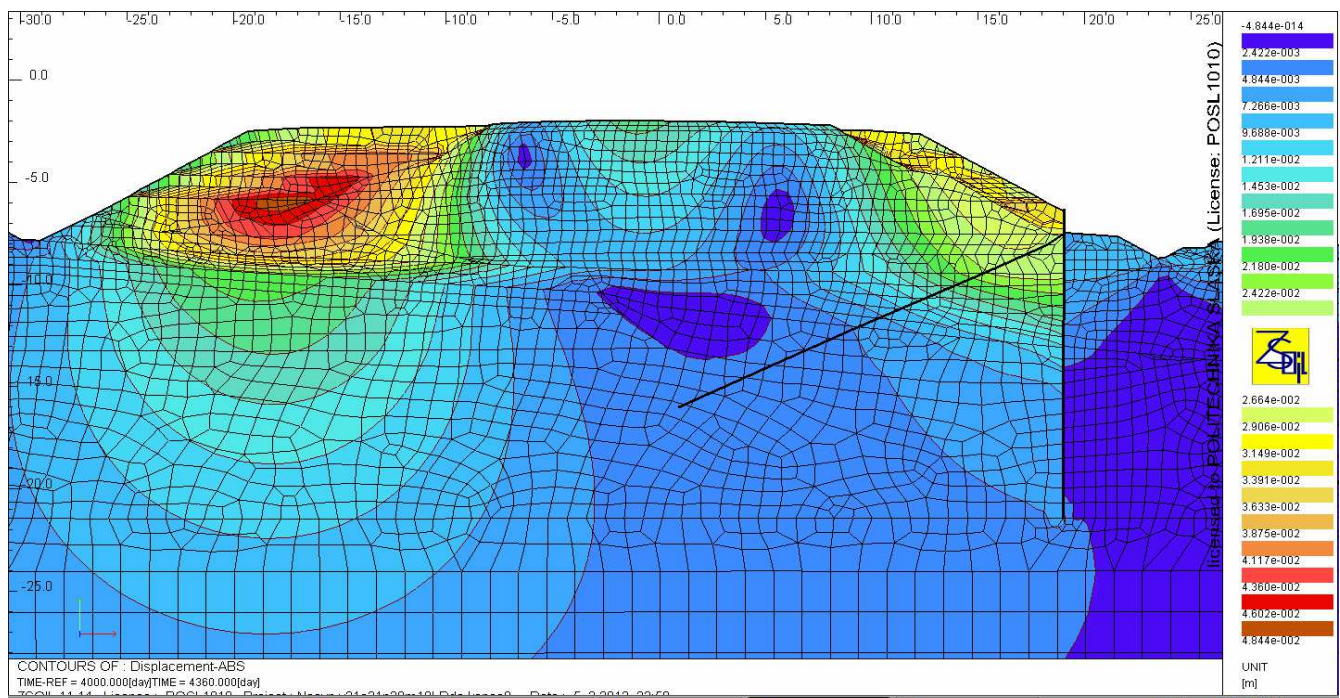
Po przebudowie nasypu przemieszczenia pod jego podstawą nie uległy istotnej zmianie. Największe przemieszczenia odnotowano w obrębie poszerzonych skarpi, przy czym przemieszczenia skarpy prawej są ograniczone przez zakotwioną ściankę szczelną do 3 cm, natomiast skarpa lewa odkształca się o niecałe 5 cm. Rozkład przemieszczeń wywołany przebudową nasypu pokazano na rysunku 11.



Rys. 9. Rozkład przemieszczeń po zakończeniu budowy nasypu



Rys. 10. Rozkład przemieszczeń konsolidacyjnych od momentu wbicia ścianki



Rys. 11. Rozkład przemieszczeń wywołanych przebudową nasypu

### 5.2. Wyniki uzyskane uproszczoną metodą Bishopa

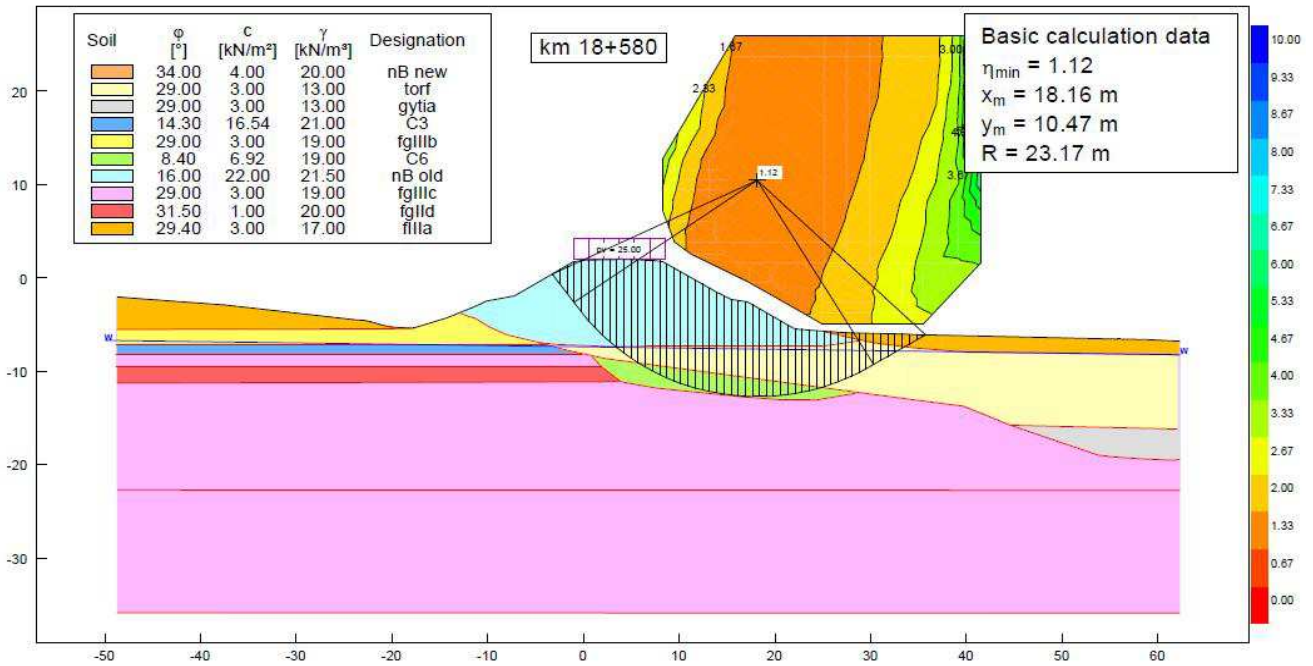
Wartości współczynnika bezpieczeństwa uzyskane metodą równowagi granicznej zestawiono w tabeli 3. Analiza stateczności nasypu istniejącego przed wbiciem ścianki szczelnej (rys. 12) pokazuje krytyczną powierzchnię poślizgu sięgającą miękkoplastycznych gruntów spoistych zalegających pod nasypem i osadami organicznymi. Uzyskana wartość współczynnika bezpieczeństwa  $F = 1,12$  jest mała, co wskazuje na istnienie dużego ryzyka utraty stateczności związanego z lokalnym występowaniem w podłożu gruntów charakteryzujących

się parametrami o obniżonych wartościach w stosunku do przyjętych w analizie.

Tab. 3. Wyniki analiz stateczności uproszczoną metodą Bishopa

Etap	Współczynnik bezpieczeństwa $F$
Nasyp istniejący obciążony ruchem	1,12
Nasyp istniejący zabezpieczony ścianką szczelną	1,66
Nasyp przebudowany zabezpieczony ścianką kotwioną	1,97





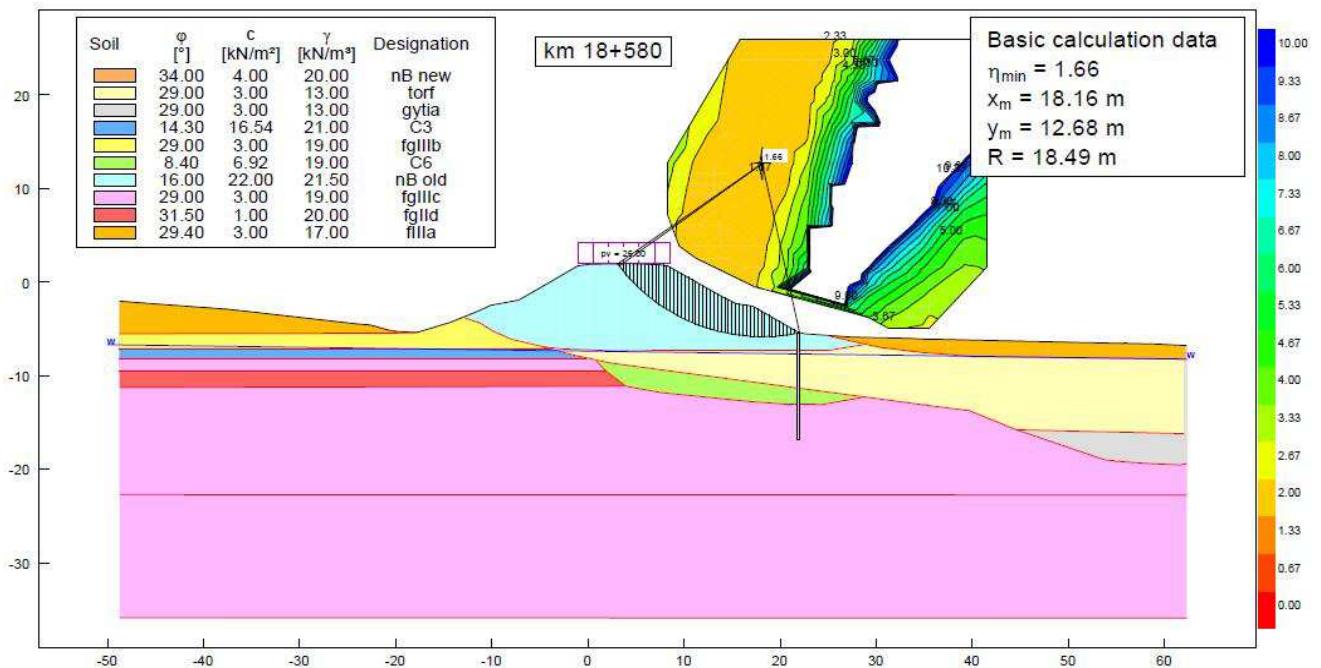
Rys. 12. Powierzchnia poślizgu w nasypie istniejącym zlokalizowana metodą Bishopa

Po wprowadzeniu do modelu sztywnych elementów reprezentujących grodzice krytyczna powierzchnia poślizgu, charakteryzująca się najmniejszą z obliczonych wartością współczynnika bezpieczeństwa  $F = 1,66$ , znajduje się w całości w materiale nasypu (rys. 13). Jest to wartość większa od wymaganej w rozporządzeniu MTiGM  $F_{min} = 1,5$ .

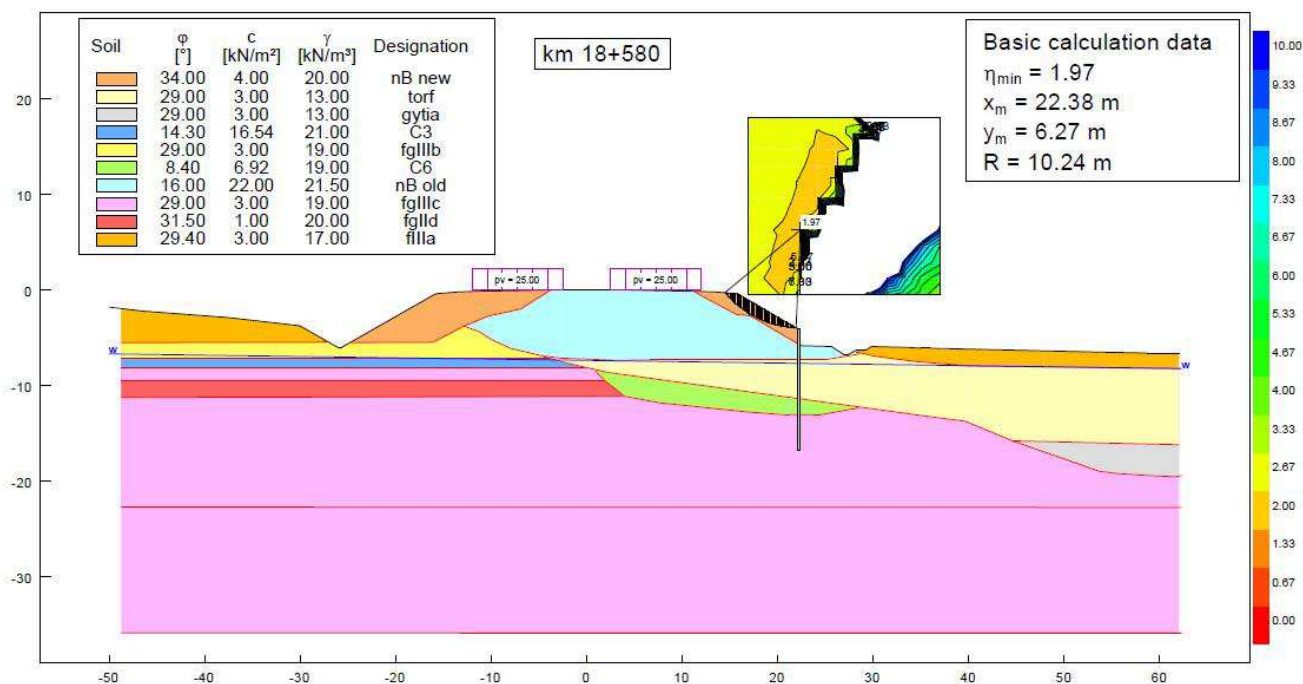
Analiza stateczności nasypu po przebudowie określa zapas bezpieczeństwa na poziomie  $F = 1,97$  z uwzględnieniem zabezpieczenia skarpy prawej ścianką szczelną (rys.14). Zaznaczyć należy, że wartość  $F = 1,97$

charakteryzuje nasyp bez względu na to, czy ścianka jest kotwiona czy nie.

Wysokie wartości współczynnika bezpieczeństwa uzyskane we wszystkich analizach z udziałem ścianki szczelnej są związane ze sposobem analizy przyjętym w programie GGU Stability. Polega on na pominięciu powierzchni poślizgu przechodzących przez element belkowy reprezentujący grodzice. Z tego względu krytyczna powierzchnia poślizgu zlokalizowana jest w obszarze nad ścianką szczelną (rys. 13 i 14).



Rys. 13. Powierzchnia poślizgu w nasypie istniejącym zabezpieczonym ścianką szczelną



Rys. 14. Powierzchnia poślizgu w nasypie projektowanym

## 6. Analiza porównawcza uzyskanych wyników

Zarówno analiza MES, jak i uproszczona metoda Bishopa dały niemal identyczną wartość współczynnika bezpieczeństwa charakteryzującą nasyp istniejący zaraz po zbudowaniu (odpowiednio 1,11 i 1,12). Po niemal rocznej konsolidacji wartość współczynnika określona metodą elementów skończonych zwiększyła się o około 14% ( $F = 1,27$ ). Efekt ten jest zgodny z oczekiwaniami ze względu na fakt rozproszenia nadwyżki ciśnienia wody w porach i wzrostu wartości naprężeń efektywnych. Na tym etapie zapas bezpieczeństwa przewidywany obliczeniami MES jest większy niż w metodzie Bishopa.

Po uwzględnieniu zabezpieczenia skarpy nasypu istniejącego ścianką szczelną współczynnik bezpieczeństwa określony metodą elementów skończonych prawie nie zmienia swej wartości ( $F = 1,29$ ) i pozostaje na poziomie niższym od wymaganej w rozporządzeniu MTiGM (Dz. U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430) –  $F_{\min} = 1,5$ , zaś w ocenie metodą Bishopa wzrasta do  $F = 1,66$ . W tym miejscu należy zwrócić uwagę, że nasyp istniejący w rzeczywistości nawet po zabezpieczeniu grodzicami wykazywał nadmierne deformacje i oznaki utraty stateczności. Zatem prognoza metodą Bishopa, pozornie bezpieczna, może okazać się niepoprawna. Wynika to z charakteru metody równowagi granicznej opartej wyłącznie na analizie równowagi statycznej, nie uwzględniającej stanu odkształcenia nasypu i jego podłoża, co ma miejsce w metodzie elementów skończonych.

Dopiero wprowadzenie do modelu MES zakotwienia grodzic w trakcie przebudowy nasypu zwiększa zapas bezpieczeństwa powyżej wymaganego  $F_{\min} = 1,5$ . Jednocześnie przemieszczenia utrzymane są znacznie poniżej wymaganych 10 cm. Zakotwienie ścianki nie ma

wpływu na już dużą wartość współczynnika bezpieczeństwa  $F = 1,97$  prognozowaną metodą Bishopa.

## 7. Podsumowanie i wnioski

Zasadniczą zaletą obliczeń wykonanych metodą elementów skończonych jest możliwość ujęcia skomplikowanej natury gruntu jako ośrodka rozdrobnionego przy ocenie stateczności skarp nasypu. Wyniki uzyskane metodą elementów skończonych potwierdzają, że stateczność nasypu poprawia się wraz z upływem czasu i konsolidacją podłoża. Należy jednak pamiętać, że wzrastający stopień skonsolidowania podłoża wpływa na wzrost wytrzymałości i sztywności gruntów w nim zalegających. Ten fakt nie znajduje odbicia w zastosowanym sprężysto-idealnie plastycznym modelu fizycznym gruntów. Użycie bardziej zaawansowanego modelu konstytutywnego bez wątpienia miałooby wpływ na uzyskane wartości przemieszczeń i ocenę stateczności na poszczególnych etapach analizy.

Wytrzymałość gruntów organicznych (torfów, gytii) wyrażona za pomocą wartości parametrów wytrzymałościowych  $c'$  i  $\phi'$  jest stosunkowo duża (Lechowicz i Szymański, 2002). Wprowadzenie wartości kąta tarcia wewnętrznego równej około 30° do obliczeń metodą równowagi granicznej może skutkować zbyt optymistyczną oceną zapasu bezpieczeństwa, gdy nie weźmie się pod uwagę przemieszczeń konstrukcji ziemnej.

Rozporządzenie MTiGM (Dz. U. nr 43 z 1999 roku, poz. 430) w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie stawia nasypom drogowym dwa wymagania: mają się cechować współczynnikiem bezpieczeństwa o wartości nie mniejszej niż 1,5 oraz wartości osiadań

eksploatacyjnych korpusu i podłoża budowli ziemnej nie powinny przekraczać 10 cm. Jak wykazały przeprowadzone analizy, te dwa warunki uzupełniają się wzajemnie. Do prawidłowego określenia bezpieczeństwa konstrukcji ziemnych posadowionych w trudnych warunkach gruntowych niezbędna jest analiza stateczności uwzględniająca stan przemieszczeń konstrukcji i podłoża. Taką możliwość dają jedynie metody numeryczne.

### Literatura

- Dokumentacja geologiczno-inżynierska ustalająca warunki geologiczno-inżynierskie projektowanej Obwodnicy Ostródy w ciągu DK16 (km 9+350 – 15+975 i 18+500 – 23+586), 2011.
- Griffiths D. V., Lane P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, Vol. 49, No. 3, 387-403.
- Lechowicz Z., Szymański A. (2002). Odkształcenia i Stateczność Nasypów na Gruntach Organicznych. *Wydawnictwo SGGW*, Warszawa.
- Molisz R., Baran L., Werno M. (1986). Nasypy na Gruntach Organicznych. *WKŁ*. Warszawa.
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. *Dz. U.* Nr 43 poz. 430 z 14 maja 1999r.
- Wiłun Z. (1987). *Zarys Geotechniki*. *WKŁ*, Warszawa.
- Wysokiński L. (2006). Ocena Stateczności Skarp i Zboczy. *ITB*, 424/2006. Warszawa.
- Zimmermann Th., Truty A., Podleś K. (2009). *Z\_Soil.PC Manual*.

### FOUNDATION OF THE EXPRESSWAY EMBANKMENT ON ORGANIC SUBSOIL

**Abstract:** A reconstruction of the embankment in the context of the modernisation of an existing road has been designed. The embankment exhibits unstable behaviour. Compressible organic soils with a thickness up to 12 m underlay part of the embankment base. The rest of the foundation ground is made of bearing, hard soils. Very different characteristics of the foundation soils and the existing slope instability led designers to foundation of the rebuilt embankment on a concrete slab based on driven piles. The paper shows an alternative solution which makes use of the existing embankment supported with an anchored sheet pile wall. Effectiveness of the solution has been proved by stability analysis carried out in two ways: by FEM and simplified Bishop's procedure. Results of the analyses have been compared and discussed.

Piotr Kanty jest stypendystą w Projekcie „SWIFT (Stypendia Wspomagające Innowacyjne Forum Technologii)” POKL.08.02.01-24-005/10 współfinansowanym ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.