

Marek Ciał, Sebastian Olesiak**

ANALIZA STATECZNOŚCI ZBOCZY DRUGIEJ KWATERY NOWEGO SKŁADOWISKA ODPADÓW KOMUNALNYCH W ZAKOPANEM

1. Wstęp

W lipcu 2004 roku po intensywnych opadach deszczu doszło do uszkodzenia wału oporowego nowego składowiska odpadów komunalnych w Zakopanem. Sytuacja ta mogła doprowadzić do katastrofy ekologicznej związanej z zatruciem wód powierzchniowych i wgłębnych odciekami ze składowiska, zagrażała też normalnemu funkcjonowaniu miasta Zakopane. Na prośbę właściciela składowiska i władz miasta Zakopanego pracownicy Katedry Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki AGH wykonali ekspertyzę, której produktem finalnym była propozycja tymczasowego i ostatecznego zabezpieczenia składowiska. Składowisko jest typu stokowego, w którym funkcję oporową, zabezpieczającą jego stateczność stanowi wał oporowy. Główną przyczyną utraty stateczności były błędy wykonawcze, które spowodowały zmianę stanu gruntów budujących wał oporowy. W ramach zabezpieczenia tymczasowego zaproponowano wykonanie układu drenaży przyporowych w wale oporowym oraz wykonanie w górnej części składowiska drenu, odcinającego wody powierzchniowe i wgłębne dopływające do wału oporowego. Gdyby zabezpieczenie tymczasowe nie spełniło swej funkcji, należało wykonać kotwiony, gabionowy mur oporowy i włączyć go niejako w sieć drenaży przyporowych [1, 4].

W 2006 roku właściciel składowiska odpadów komunalnych w Zakopanem rozpoczął prace przygotowawcze związane z budową drugiej kwatery. Kwatera ta ma pojemność pięciokrotnie większą od kwatery pierwszej. Ponieważ projekt na wykonanie tej części składowiska opracowany był przez tego samego projektanta, który we wcześniejszym projekcie nie ustrzegł się błędów, właściciel składowiska zlecił wykonanie nowego projektu. Zadania tego podjęła się krakowska firma Adeko, która zwróciła się z prośbą o współpracę do Katedry Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki. Drogi obu firm po raz pierwszy zeszyły

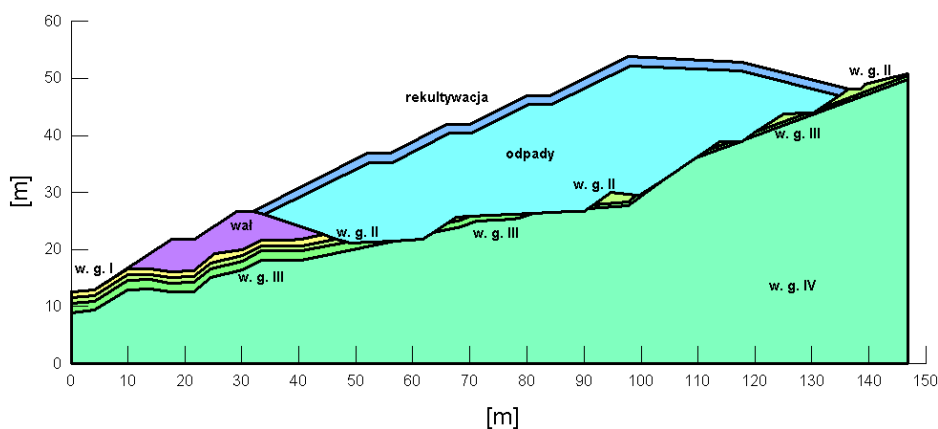
* Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków

się w trakcie prac naprawczych pierwszej kwatery, dlatego obie były one zainteresowane, by druga kwatera została zaprojektowana i wykonana z należytą starannością dla obiektów tej klasy.

2. Geomorfologia i hydrografia terenu pod składowisko odpadów

Teren przeznaczony pod składowisko odpadów komunalnych Zoniówka II położony jest w obrębie granic administracyjnych miasta Zakopane, w województwie małopolskim, i jest częścią osiedla Zoniówka. Teren ten stanowi fragment stoku Olczańskiego Wierchu, bezpośrednio sąsiadującego z doliną i potokiem Zoniówka (Orawców Potok) [1].

Składowisko odpadów stanowić będzie fragment stromego zbocza o spadkach dochodzących do 40% i ekspozycji generalnie wschodniej. Powierzchnia składowiska nie posiada naturalnego ukształtowania, będzie uformowana tarasowo. Wał oporowy będzie uformowany jako nasyp o jednej skarpie wewnętrznej, której nachylenie zgodnie z projektem powinno wynosić 1:3 i układzie jednej i dwóch skarp zewnętrznych, których nachylenie powinno wynosić 1:1,5. Skarpy w części zewnętrznej rozdzielone będą półką o projektowanej szerokości 4 m. Korona wału oporowego o projektowanej szerokości 3 m znajduje się na wysokości około 860 m n.p.m. [1, 3]. Na rysunku 1 przedstawiono przekrój przez składowisko w jednym z czterech omawianych poniżej przekrojach.



Rys. 1. Przekrój przez składowisko

Sieć hydrograficzna jest dobrze rozwinięta poprzez liczne przecięcia dolinami erozyjnymi związanymi z okresowymi potokami, powstającymi w okresie intensywnych opadów i roztopów. Sam potok Zoniówka stanowi dren odprowadzający wody opadowe i roztopowe i został uregulowany poprzez zabudowę jego koryta elementami betonowymi. Całe składowisko wyposażone będzie w system drenów, z których wody odprowadzane będą bezpośrednio do potoku Zoniówka [1, 3].

3. Warunki geologiczne, hydrogeologiczne i geotechniczne terenu pod składowisko odpadów

Utwory czwartorzędowe stanowiące podłoże wału oporowego i samego składowiska odpadów wykształcone są w postaci glin, glin zwięzłych i ilów. Warstwa ta znajduje się bezpośrednio pod cienką warstwą gleby. Miąższość tych utworów nie przekracza dwóch metrów. Bezpośrednio pod utworami gliniastymi znajduje się warstwa wietrzelin i rumoszu gliniastego o miąższości wahającej się od 0,3 do 1,6 m. Trzeciorzęd jest reprezentowany przez utwory fliszu karpackiego wykształcone w postaci szarych łupków ilastych i piaskowców. Strop utworów trzeciorzędowych występuje na głębokościach rzędu 1,1÷3,6 m. Wał oporowy wykonany będzie z mieszanki gruntów rodzimych (25÷30%) przetransportowanych z miejsc, gdzie będą wykonywane tarasowania i niwelowania zbocza naturalnego, osuszony i zmieszany z gruntem pobranym z ZEK w Dębnie [1, 3].

Na badanym terenie stwierdza się występowanie wód powierzchniowych oraz wód gruntowych w obrębie utworów czwartorzędowych. Wody gruntowe mają charakter sączeniowy, związany z przepuszczalnymi partiami w obrębie utworów gliniastych. Ich intensywność i wydajność związana jest z warunkami atmosferycznymi. Wody powierzchniowe są reprezentowane przez wody opadowe i roztopowe, należy jednak liczyć się z ich dużym wpływem na warunki stateczności ze względu na położenie geograficzne Zakopanego. Roczna średnia opadów wynosi tam 1120 mm, a większość przypada na czerwiec, lipiec i sierpień. Głównym ciekim powierzchniowym jest potok Zoniówka (Orawców Potok), prowadzący zmienne ilości wody uzależnione od warunków atmosferycznych. Obecnie potok jest uregulowany poprzez zabudowę żelbetowych koryt. Dlatego też na etapie projektowania składowiska szczególną uwagę poświęcono odpowiedniemu zdrenowaniu i odwodnieniu całego składowiska, przy czym dotyczy to zarówno wód gruntowych i opadowych, jak i odcieków ze składowiska [1, 3].

Na podstawie wcześniej wykonywanych prac [1, 3, 4, 8] i danych literaturowych [6, 9–11] wyróżniono i scharakteryzowano warstwy geotechniczne, których podstawowe parametry fizykomechaniczne niezbędne do obliczeń stateczności przedstawiono poniżej.

Warstwa geotechniczna I — w skład której zaliczono plastyczne gliny, gliny zwięzłe i gliny z domieszką rumoszu łupka ilastego. Miąższość tej warstwy dochodzi do 0,7 m. Stopień plastyczności wynosi $I_L = 0,30$, wilgotność naturalna 38,0%. Do obliczeń na podstawie normy [10] z uwzględnieniem odpowiednich współczynników bezpieczeństwa przyjęto następujące wartości własności: gęstość objętościowa 2,09 g/cm³, kąt tarcia wewnętrznego 11,7°, kohezja 18,0 kPa.

Warstwa geotechniczna II — w skład której zaliczono twaroplastyczne gliny, gliny pylaste zwięzłe i ily z domieszką rumoszu piaskowca i łupka ilastego. Miąższość tej warstwy jest rzędu 0,4÷1,3 m. Stopień plastyczności wynosi $I_L = 0,15$, wilgotność naturalna 21,2%. Do obliczeń na podstawie normy [10] z uwzględnieniem odpowiednich współczynników bezpieczeństwa przyjęto następujące wartości własności: gęstość objętościowa 2,29 g/cm³, kąt tarcia wewnętrznego 9,9°, kohezja 45,0 kPa.

Warstwa geotechniczna III — w skład której zaliczono kamieniste wietrzliny, rumosze złożone ze zwietrzałego rumoszu łupka ilastego i piaskowca, gliny pylaste zwięzłe, ily i ily pylaste. Miąższość tej warstwy jest rzędu 0,3÷1,6 m. Stopień plastyczności wynosi $I_L = 0,05$, wilgotność naturalna 21,36%. Do obliczeń na podstawie normy [10] z uwzględnieniem odpowiednich współczynników bezpieczeństwa przyjęto następujące wartości własności: gęstość objętościowa 2,27 g/cm³, kąt tarcia wewnętrznego 10,8°, kohezja 46,8 kPa.

Warstwa geotechniczna IV — to fliszowe podłoże skalne reprezentowane przez łupki przewarstwione piaskowcami. Partia stropowa jest mocno zwietrzała i spękana. Upad warstw skalnych następuje pod kątem rzędu 15÷30° w kierunkach N, NW i NE. Do obliczeń na podstawie normy [10] z uwzględnieniem odpowiednich współczynników bezpieczeństwa przyjęto następujące wartości własności: gęstość objętościowa 2,42 g/cm³, kąt tarcia wewnętrznego 36,0°, kohezja 63,0 kPa.

Odpady komunalne — parametry fizykomechaniczne dla odpadów komunalnych charakteryzują się bardzo dużą indywidualnością dla każdego składowiska. Mają charakter zmienny w czasie powodujący, że wraz z jego upływem dochodzi do zmniejszenia parametrów wytrzymałościowych i zwiększenia gęstości objętościowej odpadów. Na podstawie danych literaturowych można przyjąć dla odpadów „starych” następujące przedziały zmienności parametrów fizykomechanicznych: gęstość objętościowa 0,8÷1,4 g/cm³, kąt tarcia wewnętrznego 19÷24°, kohezja 5÷20 kPa. Do analizy stateczności przyjęto wartości średnie z przedziału, identyczne do tych, które były wykorzystywane w trakcie analizy stateczności pierwszej kwatery. Do obliczeń na podstawie normy [10] z uwzględnieniem odpowiednich współczynników bezpieczeństwa przyjęto następujące wartości własności: gęstość objętościowa 1,21 g/cm³, kąt tarcia wewnętrznego 19,8°, kohezja 10,8 kPa.

Warstwa rekultywacyjna — dla tej warstwy przyjęto parametry odpowiadające namułom, jako tym które są najbliższe gruntom wykorzystywanym do celów rekultywacyjnych. Na podstawie danych literaturowych można przyjąć dla namułów następujące przedziały zmienności parametrów fizykomechanicznych: gęstość objętościowa 1,3÷1,9 g/cm³, kąt tarcia wewnętrznego 0÷28°, kohezja 2÷70 kPa. Do analizy stateczności przyjęto wartości dolne z przedziału, identyczne z tymi, które były wykorzystywane w trakcie analizy stateczności pierwszej kwatery. Do obliczeń na podstawie normy [10] z uwzględnieniem odpowiednich współczynników bezpieczeństwa przyjęto następujące wartości własności: gęstość objętościowa 1,76 g/cm³, kąt tarcia wewnętrznego 3,15°, kohezja 12,96 kPa.

Wał oporowy — będzie wykonany z mieszaniny gruntów rodzimych pochodzących z tarasowania i niwelowania terenu pod przyszłe składowisko odpadów komunalnych (25÷30%) i gruntów pobranych z ZEK w Dębnie pochodzących z przemycia i kruszenia kruszywa. W zakładzie produkcyjnym określone są one jako piaski nienormowane. Na podstawie badań laboratoryjnych określone zostały jako grunty małospoiste, tj. pyły piaszczyste. Do budowy wału zostanie wykonana mieszanka, dla której określono maksymalną gęstość szkieletu gruntowego i wilgotność optymalną metodą Proctora dla przyjętego

wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,95$. Do obliczeń na podstawie normy [10] z uwzględnieniem odpowiednich współczynników bezpieczeństwa przyjęto następujące wartości własności: gęstość objętościowa $1,88 \text{ g/cm}^3$, kąt tarcia wewnętrznego $25,2^\circ$, kohezja $18,0 \text{ kPa}$.

4. Analiza stateczności zboczy składowiska odpadów komunalnych

Do obliczeń wykorzystano program SLOPE/W wersja 6.02, wchodzący w skład pakietu GEO-STUDIO, opracowanego przez firmę GEO-SLOPE. Program ten umożliwia przeprowadzenie analiz stateczności przy zastosowaniu (między innymi) następujących metod równowagi granicznej: Felleniusa (ordinary), Bishopa, Janbu, Spencera, Morgensterna-Price.

Program ten pozwala na przeprowadzenie obliczeń dla zboczy o praktycznie dowolnym kształcie i skomplikowanej budowie geologicznej. Analiza prowadzona może być dla dowolnych powierzchni poślizgu. Program umożliwia uwzględnianie wpływu wody na warunki stateczności oraz wzmacniania górotworu poprzez kotwienie, gwoździowanie i stosowanie geowłóknin. Do oceny stateczności wykorzystano metodę Bishopa, która powszechnie uznawana jest za jedną z najbardziej wiarygodnych [5, 7, 11] i wcześniej sprawdziła się przy analizie stateczności zboczy pierwszej kwatery składowiska [1].

Do określenia minimalnej wartości wskaźnika stateczności w każdym przekroju wykorzystano dwie metody oferowane przez program GEOSLOPE, a mianowicie:

- klasyczną metodę *grid and radius*, polegającą na wyborze najniższej wartości wskaźnika stateczności spośród wartości uzyskanych dla zdeterminowanych, kołowych powierzchni poślizgu,
- metodę *autolocate*, polegającą na automatycznym poszukiwaniu potencjalnej kołowej powierzchni poślizgu i takim jej deformowaniu, aby uzyskać najniższą wartość wskaźnika stateczności [5].

Przy analizie stateczności przyjęto, że zbocza składowiska powinny cechować się długookresową statecznością, a wystąpienie procesów osuwiskowych musi być bardzo mało prawdopodobne we wszystkich etapach budowy i eksploatacji składowiska odpadów. Zapewnienie odpowiedniego stopnia bezpieczeństwa wymaga więc uzyskania z obliczeń wartości wskaźników stateczności zbocza zbliżonych lub większych od 1,5 [7, 11].

Weryfikowany projekt zawiera bardzo dobrze zaprojektowane odwodnienie zarówno samego wału oporowego, jak i odcieków ze składowiska, co zapewnia utrzymanie stałych parametrów fizykomechanicznych w trakcie użytkowania składowiska i po jego zrehabilitowaniu i zamknięciu.

4.1. Analiza stateczności w wybranych przekrojach

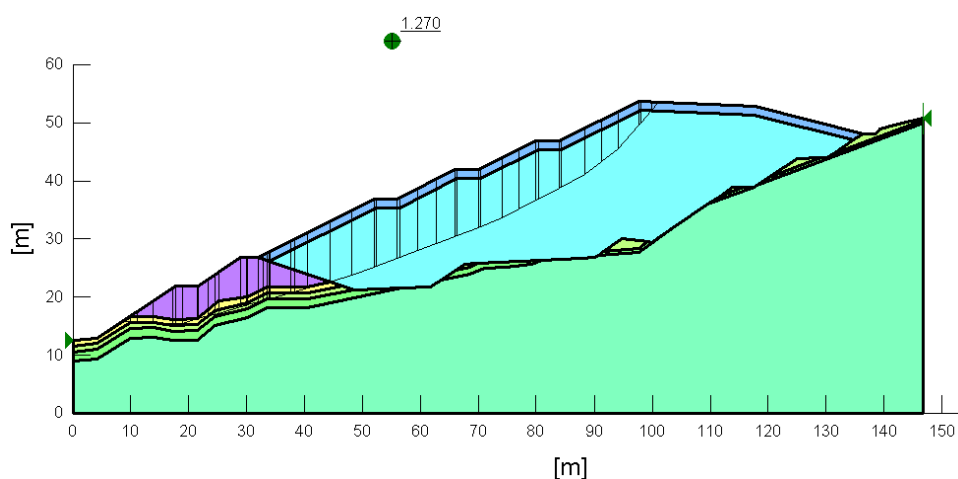
Obliczenia stateczności wykonano w czterech przekrojach A, B, C, i D zbudowanych na podstawie projektu. Obliczenia stateczności w poszczególnych przekrojach przeprowa-

dzono dla sytuacji po wykonaniu nasypu oraz dla sytuacji po zakończeniu wypełniania składowiska odpadami i zakończeniu rekultywacji, a wyniki tej analizy zebrano w tabeli 1.

Na rysunku 2 zaprezentowano najniebezpieczniejszy przypadek z analizowanych.

TABELA 1
Zestawienie wyników analizy stateczności

Temat analizy	Metoda obliczeniowa	Wartości wskaźników stateczności dla przekroju:			
		A	B	C	D
Analiza stateczności samego wału oporowego	Fellenius (ordinary)	2,149	1,893	1,474	1,681
	Bishop	2,265	1,980	1,569	1,778
	Janbu	2,036	1,834	1,451	1,666
	Morgenstern-Price	2,254	1,990	1,558	1,774
Analiza stateczności po rekultywacji składowiska	Fellenius (ordinary)	1,561	1,442	1,316	1,428
	Bishop	1,634	1,501	1,371	1,507
	Janbu	1,532	1,425	1,301	1,406
	Morgenstern-Price	1,631	1,498	1,353	1,505
Analiza stateczności po rekultywacji składowiska — <i>autolocate</i>	Fellenius (ordinary)	1,547	1,435	1,257	1,424
	Bishop	1,632	1,487	1,270	1,496
	Janbu	1,532	1,435	1,251	1,414
	Morgenstern-Price	1,595	1,463	1,267	1,471



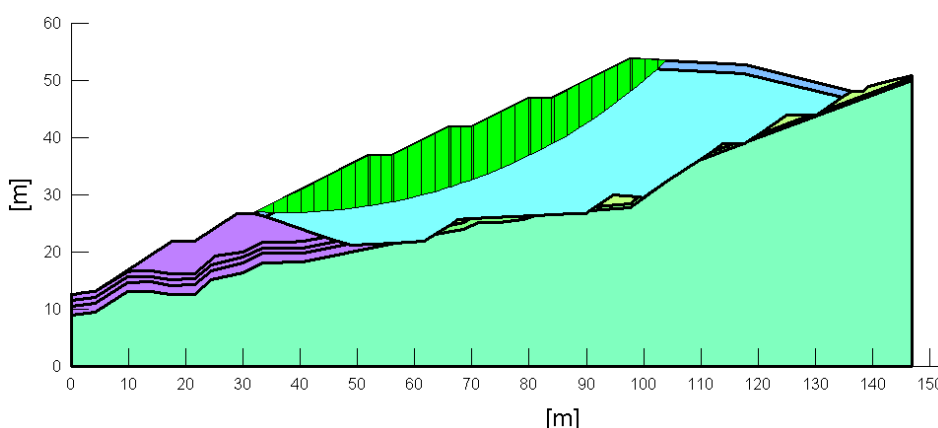
Rys. 2. Powierzchnia poślizgu dla przekroju C (według metody Bishopa w trybie *autolocate*)

Przekroje A i D uznano za bezpieczne. Najbardziej niebezpieczna sytuacja dotyczy przekroju C, dlatego dalsze prace nad poprawą bezpieczeństwa składowiska dotyczyć będą przede wszystkim tego przekroju, a wnioski płynące z tych prac zostaną proporcjonalnie uwzględnione w pozostałych przekrojach (zwłaszcza w przekroju B).

4.2. Propozycje poprawy bezpieczeństwa w przekroju C i B

Analizując przebieg wszystkich powierzchni poślizgu w przekroju C, których wskaźniki stateczności są mniejsze od 1,5, można stwierdzić, że poprawa stateczności może nastąpić tylko przy wielokierunkowym spojrzeniu na ten problem.

Po pierwsze należy posadzić wał oporowy bezpośrednio na warstwie trzeciorzędowych łupków, usuwając grunty rodzime i zwałowe. W przypadku gdyby powierzchnia odsłoniętych łupków przybiegała zbyt gładko, należy wykonać zacięcia poprawiające przyczepność wału oporowego do podłoża. Część powierzchni poślizgu o wskaźniku stateczności poniżej 1,5 przebiega tylko w skarpie odpadów i ma charakter lokalny (rys. 3).

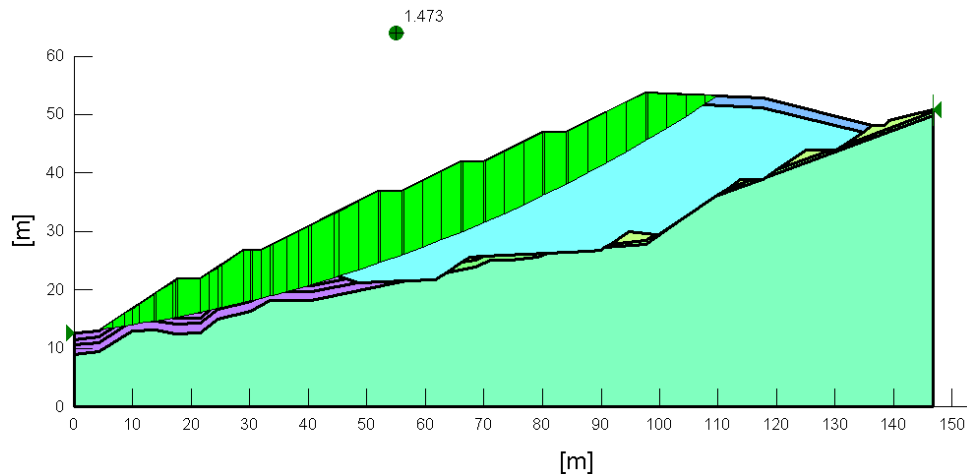


Rys. 3. Powierzchnia poślizgu dla przekroju C (według metody Bishopa)
wartość wskaźnika stateczności 1,416

Niestety znaczna część (około 60%) wyznaczonych powierzchni poślizgu o wartości wskaźnika stateczności poniżej 1,5 przecina wał oporowy i ma charakter globalny, co przedstawia rysunek 4.

Poprawa warunków stateczności nastąpi zatem przy jednoczesnej zmianie generalnego kąta nachylenia skarpy z odpadami i geometrii wału oporowego. Zmiany generalnego kąta nachylenia niosą za sobą zmniejszenie pojemności składowiska, a przesadne zwiększanie wymiarów wału oporowego znacznie podwyższa koszt wykonania kwatery.

Dlatego w ramach powierzonego zadania wykonano kilkadziesiąt symulacji ingerujących w geometrię przekroju, tak by osiągnąć kompromis pomiędzy kosztem wykonania składowiska i jego pojemnością a bezpieczeństwem konstrukcji.



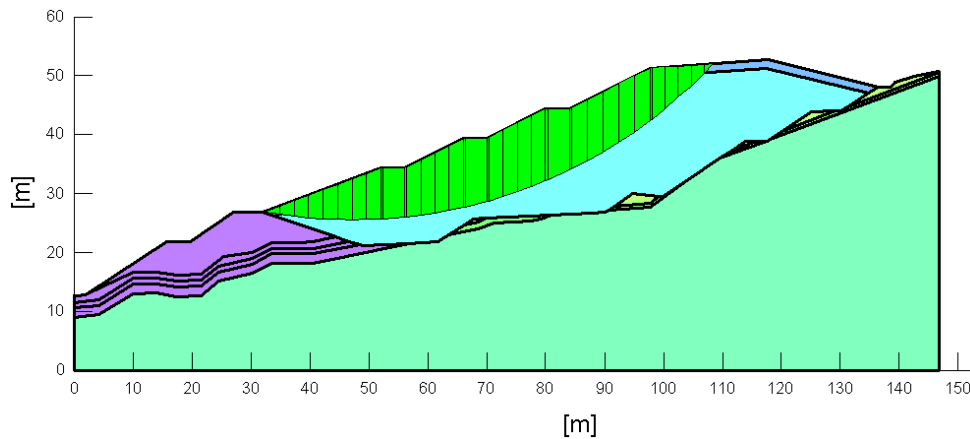
Rys. 4. Powierzchnia poślizgu dla przekroju C (według metody Bishopa w trybie *autolocate*)
wartość wskaźnika stateczności 1,473

Gdyby jedynym kryterium przy projektowaniu tego typu konstrukcji była wartość minimalna wskaźnika stateczności powyżej 1,5, bez uwzględnienia przebiegu powierzchni poślizgu, to warunek ten spełniony będzie dopiero przy zmianie generalnego kąta nachylenia skarpy o około 2°. Odpowiada to obniżeniu wszystkich punktów charakteryzujących górną linię przekroju o 2,5 m i przy równoczesnym poszerzeniu wału oporowego o 2 m. Wartości wskaźników stateczności wraz z przekrojami przedstawia tabela 2 i rysunki 5 i 6.

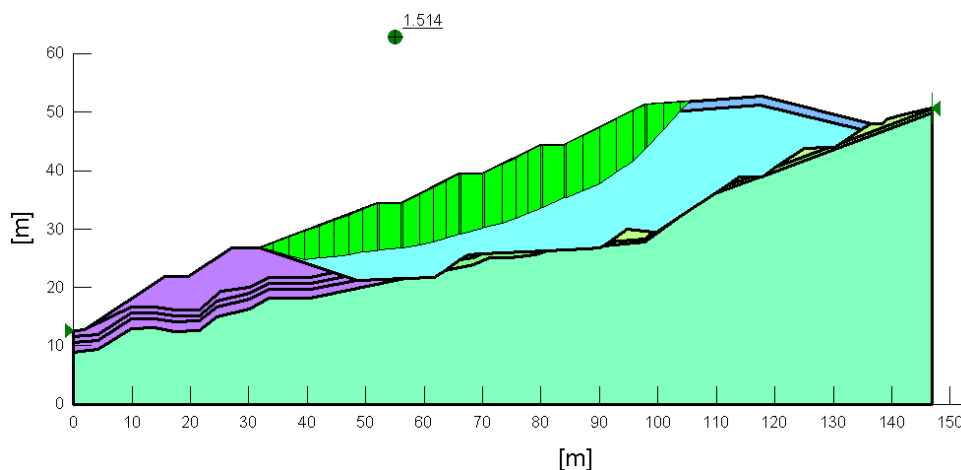
TABELA 2

**Zestawienie wyników analizy stateczności
po ingerencji w geometrię przekroju i wymianie gruntów pod wałem oporowym**

Temat analizy	Metoda obliczeniowa	Wartość wskaźników stateczności
Analiza stateczności w przekroju C po zmianie generalnego kąta nachylenia o 2° i poszerzeniu wału o 2 m	Fellenius (ordinary)	1,456
	Bishop	1,533
	Janbu	1,435
	Morgenstern–Price	1,532
Analiza stateczności w przekroju C po zmianie generalnego kąta nachylenia o 2° i poszerzeniu wału o 2 m — <i>autolocate</i>	Fellenius (ordinary)	1,471
	Bishop	1,514
	Janbu	1,449
	Morgenstern–Price	1,515



Rys. 5. Powierzchnia poślizgu dla przekroju C (według metody Bishopa)
wartość wskaźnika stateczności 1,533



Rys. 6. Powierzchnia poślizgu dla przekroju C (według metody Bishopa w trybie *autolocate*)
wartość wskaźnika stateczności 1,514

W przypadku przekroju B całkowicie zadowalające wyniki otrzymujemy zmniejszając generalny kąt nachylenia skarpy o około $0,5^\circ$ i poszerzając wał oporowy o 0,5 m, co przedstawia tabela 3 oraz rysunki 7 i 8.

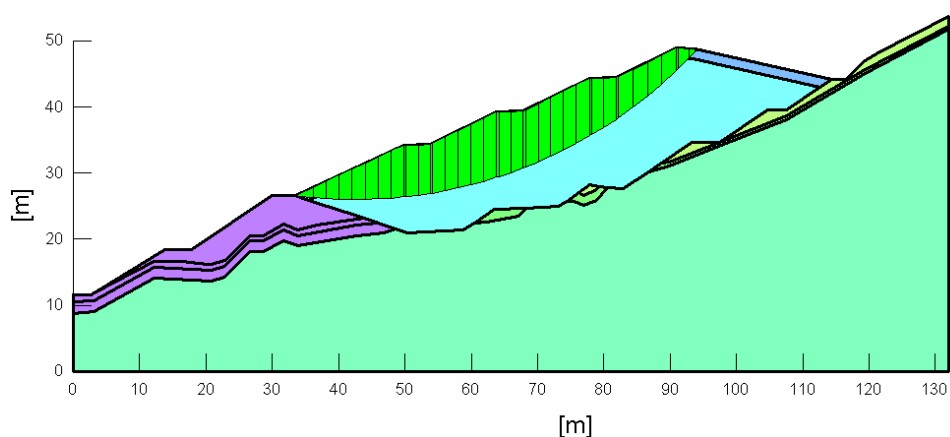
Uwzględniając potrzebę ekonomicznego i bezpiecznego projektowania zalecono projektantowi przede wszystkim poszerzenie wału oporowego o 1,5 m w przekroju C. Minimalne wartości wskaźników stateczności nie ulegają zmianie, ale mają one charakter lo-

kalny, natomiast wartość minimalnego wskaźnika stateczności dla powierzchni o przebiegu globalnym, czyli przecinającej wał oporowy, wynosi 1,499 według metody Bishopa w trybie *autolocate* dla przekroju C (rys. 9). Taka wartość wskaźnika stateczności została uznana za wystarczającą.

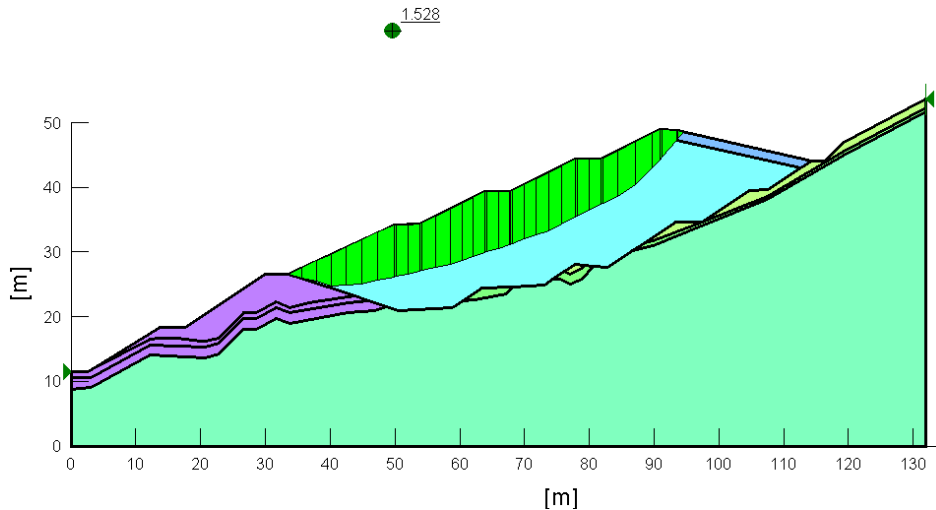
TABELA 3

**Zestawienie wyników analizy stateczności
po ingerencji w geometrię przekroju i wymianie gruntów pod wałem oporowym**

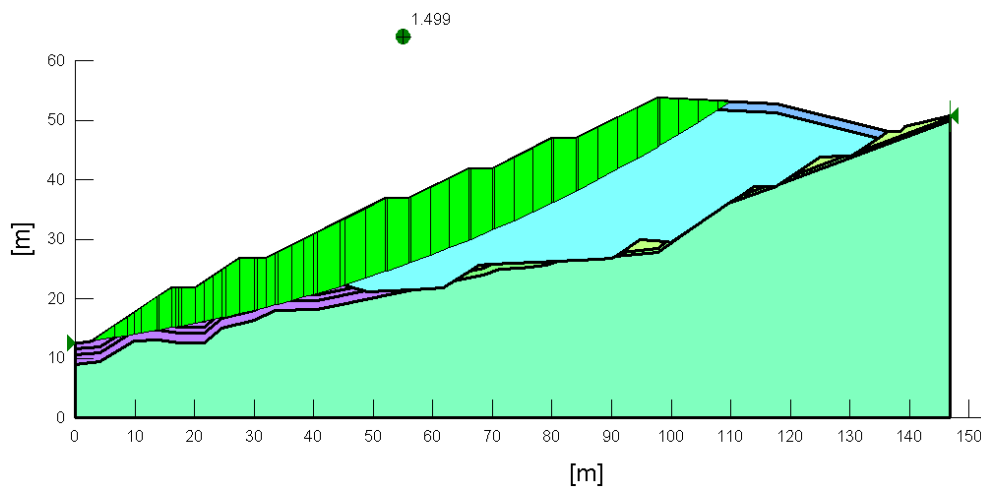
Temat analizy	Metoda obliczeniowa	Wartość wskaźników stateczności
Analiza stateczności w przekroju B po zmianie generalnego kąta nachylenia o 0,5° i poszerzeniu wału o 0,5 m	Fellenius (ordinary)	1,463
	Bishop	1,535
	Janbu	1,436
	Morgenstern–Price	1,532
Analiza stateczności w przekroju B po zmianie generalnego kąta nachylenia o 0,5° i poszerzeniu wału o 0,5 m — <i>autolocate</i>	Fellenius (ordinary)	1,461
	Bishop	1,528
	Janbu	1,441
	Morgenstern–Price	1,499



Rys. 7. Powierzchnia poślizgu dla przekroju B (według metody Bishopa)
wartość wskaźnika stateczności 1,535



Rys. 8. Powierzchnia poślizgu dla przekroju B (według metody Bishopa w trybie *autolocate*) wartość wskaźnika stateczności 1,528



Rys. 9. Powierzchnia poślizgu dla przekroju C (według metody Bishopa w trybie *autolocate*) o wartości wskaźnika stateczności 1,499

Wymiary wału oporowego w przekrojach A i D pozostają bez zmian. Szerokość wału oporowego pomiędzy przekrojami powinna zmieniać się liniowo, tak by zapewnić bezpieczeństwo w sposób proporcjonalny do wielkości przekroju. Zmiana szerokości wału oporowego doprowadzi do automatycznego poszerzenia wału oporowego w przekroju B o co najmniej 0,5 m.

Należy pamiętać, że parametry odpadów komunalnych i warstwy rekultywacyjnej dobrane są na podstawie danych literaturowych, a nie wyznaczonych w ramach badań polowych dla tego konkretnego składowiska. Dlatego na tym etapie nie zaleca się ingerencji w zmianę generalnego kąta nachylenia składowiska (wartość lokalnych wskaźników stateczności wynosi 1,416 i 1,389 w trybie *autolocate*, według metody Bishopa). Zaleca się natomiast ciągle monitoring składowiska i wykonanie ekspertyzy w okresie jego zamykania w celu określenia końcowych parametrów geometrycznych składowiska.

5. Podsumowanie

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że zaprojektowany nasyp nie gwarantuje zachowania długookresowej stateczności składowiska odpadów. Szczególnie dotyczy to części środkowej nasypu w rejonie przekroju C, gdzie jest on najwyższy. Wartości wskaźników stateczności w tym przekroju są niższe od 1,3, co wskazuje, że powstanie procesów osuwiskowych jest prawdopodobne. Znaczną poprawę warunków stateczności uzyskać można poprzez posadowienie nasypu nie na podłożu czwartorzędowym, jak przewiduje projekt, a na skalnym podłożu fliszowym. Usunięte utwory czwartorzędowe mogą być wbudowane w nasyp po uprzednim wymieszaniu ich z gruntem pobranym z ZEK w Dębnie. Uzyskanie bezpiecznych wartości wskaźników stateczności wymaga zmiany geometrii nasypu. Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że efekt ten można uzyskać poszerzając wał oporowy o 1,5 m, przy niezmienionym kącie nachylenia skarp wału. Efekt poszerzenia wału oporowego należy proporcjonalnie przenieść na pozostałe przekroje, co ma istotne znaczenie zwłaszcza dla sytuacji w przekroju B. Do sprawy zmiany generalnego kąta nachylenia skarp z odpadami komunalnymi należy wrócić w okresie zamykania składowiska, po wcześniejszym wykonaniu geotechnicznych badań polowych.

Decydujący wpływ na stateczność budowli ziemnych, oprócz prawidłowego ich zaprojektowania, ma sposób ich wykonania. Przy wykonywaniu nasypu należy stosować się do ogólnych zasad obowiązujących w budownictwie drogowym i hydrotechnicznym, co zostało zawarte w opracowaniu weryfikującym projekt [2].

LITERATURA

- [1] *Cala M., Flisiak J., Olesiak S.*: Analiza warunków stateczności wału oporowego składowiska odpadów komunalnych Zoniówka II w Zakopanem oraz metody jego stabilizacji. Etap I i Etap II. Kraków, KGBiG 2004 (praca niepublikowana)
- [2] *Cala M., Flisiak J., Olesiak S.*: Analiza warunków stateczności zaprojektowanych skarp wału oporowego składowiska odpadów komunalnych Zoniówka II w Zakopanem. Kraków, KGBiG 2006 (praca niepublikowana)
- [3] Dokumentacja warunków hydrologicznych i geologiczno-inżynierskich terenu przeznaczonego pod budowę wysypiska odpadów „Zoniówka II” dla Zakopanego, Gorlic, Dempol 1997 (praca niepublikowana)
- [4] *Flisiak J., Olesiak S.*: Analiza warunków stateczności wału oporowego składowiska odpadów komunalnych oraz propozycje jego stabilizacji. *Górnictwo i Geoinżynieria*, Kraków, Wydawnictwa AGH, 2005, 207–215
- [5] *Krahn J.*: Stability modeling with Slope/W. An Engineering Methodology. Calgary, Geo-Slope/W international LTD 2004

- [6] *Myślińska E.*: Laboratoryjne badania gruntów. Warszawa, Wydawnictwo Naukowe PWN 2001
- [7] *Nowacki J., Naborezyk J., Pertasz J., Sala A.*: Instrukcja obserwacji i badań osuwisk drogowych. Kraków, Soldruk 1999
- [8] Ocena gruntów miejscowych i z Kruszgeo SA ZEK Dębno do budowy obwałowań projektowanej rozbudowy składowiska odpadów komunalnych w Zakopanem, Kraków 2006 (praca niepublikowana)
- [9] *Pisarczyk S.*: Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania. Warszawa, OWPW 2004
- [10] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Pasadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowe
- [11] *Wiłun Z.*: Zarys Geotechniki. Warszawa, WKŁ 2001