

Analiza procesów deformacji zboczy z uwzględnieniem nieciągłego charakteru masywu

Lesław Zabuski¹, Gianluca Marcato²



L. Zabuski



G. Marcato

Analysis of the deformation processes on the slopes with taking into account discontinuous character of the massif. *Prz. Geol.*, 62: 308–316.

Abstract. Principles of the rock massif modelling of the slopes as a discontinuous medium and examples of the numerical simulations of the deformation processes in such a medium are presented in the paper. The massif is modelled as a set of blocks, contacting themselves along the joints, so called "interfaces". Four examples of the deformation processes on the slopes using distinct element model and numerical code UDEC are described. The first example concerns the group of the rock blocks in Sudety Mts. The second presents the principles and the results of the slope deformation analysis in Carnian Alps in Italy, whereas in the third one the analysis of the landslide deformations of the rock wall in diabase quarry is presented. Fourth example concerns the analysis of the soil embankment. The possibilities, advantages and disadvantages of the discontinuous approach in jointed rock and soil media modelling are discussed. Popularisation of the discontinuous approach is suggested.

Keywords: landslide, deformation process, numerical simulation, distinct element method

Typowy masyw skalny bądź gruntowy jest tak naprawdę ośrodkiem nieciągłym. Budująca masyw skała lita przecięta jest licznymi spękaniem różnego typu (Liszkowski & Stochlak, 1976; Thiel, 1989, 1995), zaś ośrodek gruntowy składa się z oddzielnych cząstek. Uwzględniając ten fakt należałoby modelować masyw jako strukturę blokową, stanowiącą system oddzielnych bloków, stykających się ze sobą wzdłuż spękań. Na przykład, we fliszu karpackim można w uproszczeniu wydzielić systemy spękań ciosowych i międzywarstwowych (Zabuski i in., 1999). „Blok” powstaje dzięki przecięciu skały litej tymi spękaniem. Taka struktura masywu wymaga określenia orientacji warstw i systemów spękań, wymiarów bloków wydzielonych spękaniem oraz charakterystyk geologicznych i geomechanicznych spękań. Na znaczący wpływ spękań na przebieg procesu deformacji osuwiskowych zboczy we fliszu karpackim zwracał uwagę Margielewski (2004, 2009), analizując szczegółowo orientację spękań względem kierunku zsuwu. W przypadku masywu gruntowego modelowanie „nieciągłe” ogranicza się praktycznie do gruntu niespoistego (np. piasek, żwir itp.).

W analizie procesu deformacji oraz stateczności zbocza czy też innego obiektu należałoby uwzględnić nieciągły charakter masywu. Jednakże w praktyce niemal zawsze masyw traktowany i modelowany jest jako ośrodek ciągły. Wynika to z dwóch przyczyn. Po pierwsze, zazwyczaj brakuje informacji dotyczących warstw i nieciągłości (orientacji przestrzennej, rozstawu, materiału wypełnienia itp.). Po drugie, do wykonania analizy z uwzględnieniem nieciągłej natury masywu należałoby dysponować „narzędziem”, tj. odpowiednim programem numerycznym, opartym na modelu tę naturę uwzględniającym.

W praktyce najbardziej znane są dwa modele nieciągłe, a mianowicie model elementów oddzielnych (*discrete element model* – DEM; Cundall & Hart, 1993) oraz model nie-

ciągłych deformacji (*discontinuous deformation model* – DDA; Gen-Hua Shi, 1992).

Celem artykułu jest przedstawienie metody elementów oddzielnych (DEM) i zilustrowanie jej możliwości na kilku przykładach, a także wykazanie zalet modelowania masywu jako ośrodka nieciągłego. „Modelowanie nieciągłe” umożliwi identyfikację mechanizmów deformacji osuwiskowych, których określenie byłoby niemożliwe w przypadku stosowania modeli ciągłych. Warto więc zapoznać specjalistów z podejściem, w którym uwzględnia się tak istotną właściwość ośrodka skalnego, jaką jest jego nieciągłość (spękania) i pokazać, jak złożone procesy deformacji mogą zachodzić w niektórych sytuacjach.

Uwzględnianie nieciągłości i analiza procesu deformacji modelu nieciągłego mają także znaczenie praktyczne, np. przy projektowaniu zabezpieczeń zboczy niestatecznych. Opracowując projekt ustabilizowania zbocza należy dysponować wiedzą o procesie osuwiskowym i biorąc to pod uwagę, zaproponować rozwiązanie, uwzględniające wszystkie mechanizmy potencjalnie destabilizujące zbocze. Znane i najczęściej obecnie stosowane metody obliczeniowe oparte na mechanice ośrodka ciągłego, np. metody równowagi granicznej (Bishopa, Janbu itp.), a nawet metoda elementów skończonych i podobne, nie dają takich możliwości.

METODA I MODEL ELEMENTÓW ODDZIELNYCH

Model elementów oddzielnych tworzy bloki-elementy, kontaktujące się ze sobą wzdłuż nieciągłości (w języku angielskim stosuje się termin *interface*). Takimi nieciągłościami są spękania – rzeczywiste lub wykreowane sztucznie dla potrzeb modelowania.

¹ Instytut Budownictwa Wodnego, Polska Akademia Nauk, ul. Kościarska 7, 80-0328 Gdańsk; lechu@ibwpan.gda.pl.

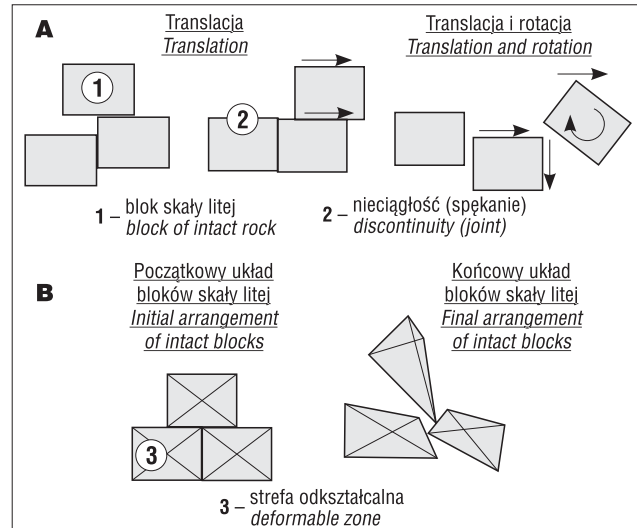
² CNR-IRPI – National Research Council of Italy, Research Institute for Hydrological and Geological Hazard Prevention, C.so Stati Uniti 4, 35127 Padova, Italy; marcato@irpi.cnr.it.

Spękania w masywie skalnym można określić mianem „najsłabszego ogniwa łańcucha”, gdyż ich parametry geomechaniczne są z reguły wielokrotnie niższe od parametrów litej skały. Dlatego ewentualne zniszczenie masywu zachodzi zazwyczaj poprzez ścięcie i/lub rozciąganie spękań. Blok zbudowany ze skały litej może pozostać nienaruszony (niezdeformowany), jednak przemieszcza się wskutek utraty kontaktu z otaczającym masywem (ryc.1A). Jeśli jednak skała jest słaba, miękka, blok może ulec deformacji (ryc.1b).

Schemat na rycinie 2A wyjaśnia różnice między zachowaniem się modelu nieciągłego i ciągłego. W tym pierwszym bloki mogą przemieszczać się pojedynczo, dzięki możliwości oddzielania się od masywu, podczas gdy masyw pozostaje w stanie oryginalnym i nie ulega deformacji. Przykładem może być blok, oddzielający się od calizny na stromym zboczu (ryc. 2B).

Trzeba zauważyć, iż generowanie ruchu pojedynczego bloku nie byłoby możliwe przy założeniu ciągłości ośrodka, gdyż taki blok „ciągnąłby” ze sobą pozostałe i większa partia masywu byłaby odkształcana i przemieszczana.

Dokładność modelowania zależy między innymi od wielkości bloków, wydzielonych przez systemy spękań. Utworzenie modelu uwzględniającego rzeczywiste wymiary bloków jest możliwe jedynie w wyjątkowych przypadkach. Model, w którym bloki mają wymiary rzeczywiste można zbudować wówczas, gdy są one względnie duże w stosunku do wielkości analizowanego obiektu (Hoek & Bray, 1974). Jeśli obiekt jest bardzo duży, wówczas nawet przy znacznych wymiarach bloków nie można utworzyć modelu w skali 1 : 1, tj. z uwzględnieniem ich wszystkich. W takich przypadkach wymiary bloku muszą być większe od rzeczywistych, jednak ważne jest, aby zachowany został co najmniej kształt bloku, a więc właściwa relacja między rozstawami spękań w systemach. Z drugiej strony, modelowanie przy zastosowaniu podejścia nieciągłego jest możliwe nawet w przypadkach masywów silnie spękanych lub nawet gruntowych. Wprawdzie podział na bloki nie odzwierciedla wówczas wiernie struktury masywu, jeśli jednak bloki są wystarczająco małe, możliwe jest odtwo-

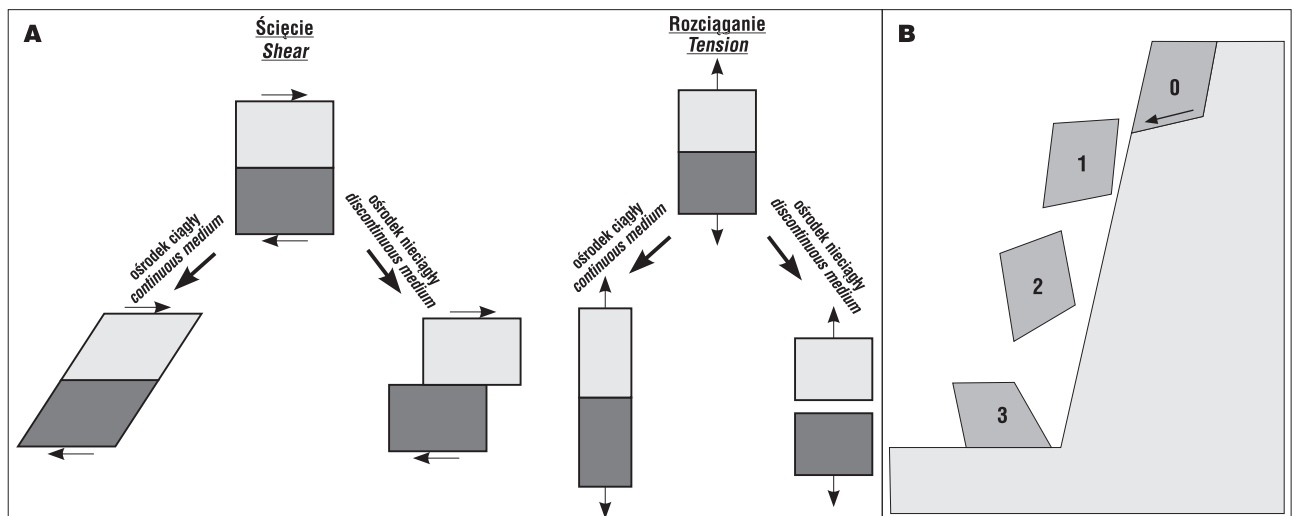


Ryc. 1. Możliwe przemieszczenie i odkształcenie układu bloków w nieciągłym modelu ośrodka; **A** – blok z materiału twardego, mocnego – model nieodkształcalny (sztywny); **B** – blok z materiału miękkiego, słabego – model odkształcalny

Fig. 1. Potential displacement and strain of the set of blocks in discontinuous model; **A** – hard, competent block – rigid model; **B** – soft, weak block – deformable model

zenie mechanizmu deformacji (to podejście będzie zilustrowane w dalszej części artykułu, na przykładach analizy rzeczywistych zboczy).

Podejście „nieciągłe” ma wiele zalet, mimo to w zdecydowanej większości analiz stateczności i procesów deformacji/zniszczenia stosowane są metody oparte na mechanice ośrodków ciągłych, bez uwzględniania spękań i ich właściwości. Stan ten wynika między innymi z faktu, iż istnieje niewiele modeli i programów komputerowych, pozwalających na prowadzenie takich analiz. Jednym z nich jest program UDEC (*Universal Distinct Element Code*). Autorem pierwszej wersji programu był P. Cundall (1971). Program był przez niego następnie doskonalony i rozbudowywany; obecnie jest to narzędzie zaawansowane, pozwalające na wykonywanie skomplikowanych analiz



Ryc. 2. Zachowanie się ośrodka skalnego; **A** – masyw ciągły i nieciągły w warunkach ścinania i rozciągania; **B** – schemat spadającego bloku

Fig. 2. Behaviour of the rock massif; **A** – continuous and discontinuous massif in shear and tension conditions; **B** – scheme of falling block

złożonych układów geomechanicznych w układzie płaskim lub przestrzennym (Itasca, 2004; Cundall & Hart, 1993, Giani, 1992). Program UDEC pozwala na symulowanie wszystkich możliwych mechanizmów deformacji, jak np. poślizg, obwał czy obryw, wyboczenie, z uwzględnieniem praw statyki i swobody ruchu bloków (Marcato i in., 2005).

PRZYKŁADY ANALIZY STATECZNOŚCI I PROCESÓW DEFORMACJI ZBOCZY

Analiza stateczności ostańca skalnego

Analiza dotyczy układu bloków skalnych, integralnie związanych z podłożem. Dzięki niewielkim rozmiarom ostańca i dużym wymiarom bloków możliwe było stworzenie modelu, w którym uwzględniono ich wymiary rzeczywiste.

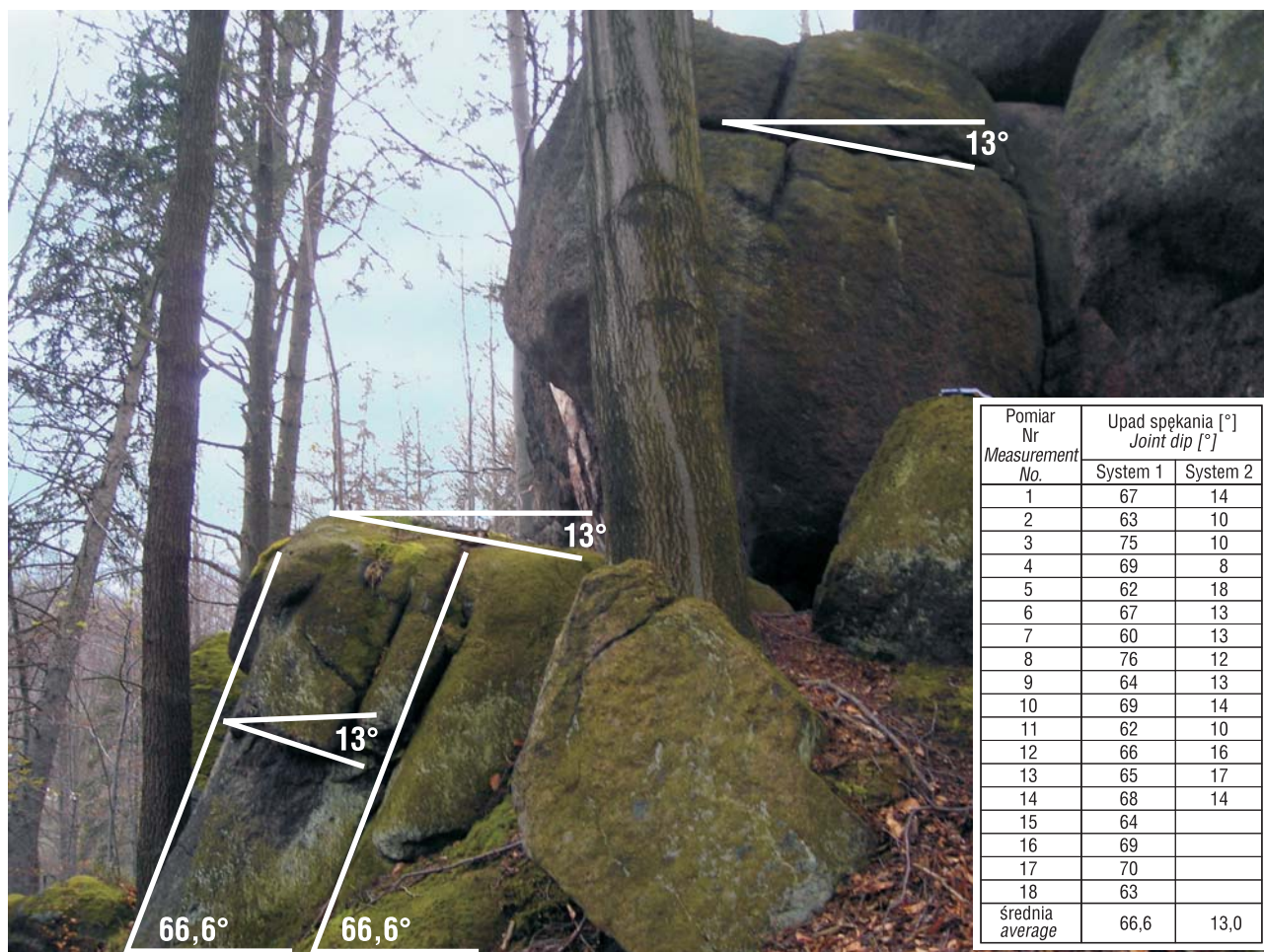
Ostańiec jest zbudowany z porfirowanego granitu karkonoskiego, stanowiącego część krystaliniku karkonosko-izerskiego. Powstał w górnym karbonie jako intruzja magmy w skały starsze. Poszczególne bloki stykają się ze sobą wzdłuż spękań, ułożonych w trzy systemy. W analizie stateczności w układzie płaskim (2D) wzięto pod uwagę dwa systemy, wzdłuż których możliwa byłaby utrata stateczności ostańca (ryc. 3).

Model ostańca opracowano, biorąc pod uwagę orientację spękań i rozmiary bloków. W modelu geomechanicznym, stanowiącym podstawę modelu numerycznego,

założono sprężyste zachowanie się bloków granitowych i sprężysto-plastyczne w przypadku spękań. Innymi słowy, możliwe jest zniszczenie wzdłuż spękań przez ścięcie (poślizg) lub rozciąganie, zaś skała – jako sprężysta – nie ulega zniszczeniu z założenia. Parametry wytrzymałości i sprężystości odpowiednio skały i spękań zestawiono w tabelach 1A i 1B. Właściwości sprężyste spękań scharakteryzowano przez oryginalne parametry sztywności, prostopadłą (normalną) i styczną do nich, które określono na podstawie literatury (Cundall, 1971; Rosso, 1976), zaś ich właściwości plastyczne – przez spójność i kąt tarcia. Założono brak spójności (spękania ciągłe), zaś kąt tarcia przyjęto jak dla spękań szorstkich (Bandis i in., 1983; Singh & Goel, 1999).

Obliczenia polegają na przeprowadzeniu procedury iteracyjnej, co w efekcie doprowadza układ do stanu równowagi, bądź też deformacje są bardzo duże, a model nie stabilizuje się (co jest równoznaczne ze zniszczeniem). W opisywanym przypadku równowaga następowała bardzo szybko; przyrosty przemieszczenia zanikały po krótkim czasie symulacji, co oznacza osiągnięcie stanu równowagi. Wyniki obliczeń są przedstawione w postaci wektorów przemieszczenia całkowitego (ryc. 4). Przemieszczenie rzędu tysięcznych i setnych części milimetra wskazuje na bardzo wysoki „zapas stateczności” ostańca.

Powyższy przykład zamieszczono jedynie dla zilustrowania możliwości programu UDEC, gdyż dotyczy on



Ryc. 3. Ostańiec skalny z zaznaczonymi systemami spękań
Fig. 3. Group of rock blocks (inselberg) with marked joint sets

Tab. 1. Parametry modelu geomechanicznego masywu ostańca
Table 1. Parameters of the geomechanical model of the rock mass

A – Skala lita A – Intact rock				
Gęstość Density ρ [t/m ³]		Moduł sprężystości Elasticity modulus E [kPa]		Współczynnik Poissona Poisson's coefficient ν
2,6		2,0E+07		0,25
B – Spękanie B – Joint				
Sztywność normalna Normal stiffness k_n [kPa/m]	Sztywność styczna Shear stiffness k_s [kPa/m]	Spójność Cohesion c [kPa]	Kąt tarcia Friction angle Φ [°]	Wytrzymałość na rozciąganie Tension strength R_r [kPa]
1,0E+09	1,0E+09	0	30	0

układu bloków, który już na pierwszy rzut oka można uznać za stateczny, z punktu widzenia możliwości osunięcia się bloków ze stoku (w lewo na ryc. 4). Możliwy byłby co najwyżej obwał w kierunku przeciwnym (w prawo na ryc. 4), jednak wyniki obliczeń nie wskazują na wystąpienie takiego mechanizmu.

Analiza procesu deformacji zbocza w Alpach włoskich

Zbocze znajduje się w rejonie przełęczy Passo della Morte w Alpach Karneńskich, w północno-wschodniej części Włoch, na wysokości ok. 800–1000 m n.p.m. (Marcato i in., 2007). Masyw skalny zbudowany jest ze skał osadowych i metamorficznych, tworząc silnie zaburzony konglomerat tektoniczny. Przez głęboką dolinę poniżej przełęczy przepływa rzeka Tagliamento. Istnieje ryzyko gwałtownego zsuwu dużych partii zbocza do doliny rzeki. Wskutek tego powstałaby naturalna zaporą o przewidywanej wysokości ok. 20 m i zbiornik wodny. Późniejsze niekontrolowane przerwanie zapory spowodowałoby katastrofalne zalanie niżej leżących terenów. Jest to zasadnicza przyczyna, dla której wykonywane są obecnie badania zbocza. W przypadku obliczeń numerycznych, celem była identyfikacja możliwych mechanizmów zniszczenia zbocza.

Na zboczu rozmieszczono szereg urządzeń pomiarowych – ekstensometry, inklinometry, stację pomiarów

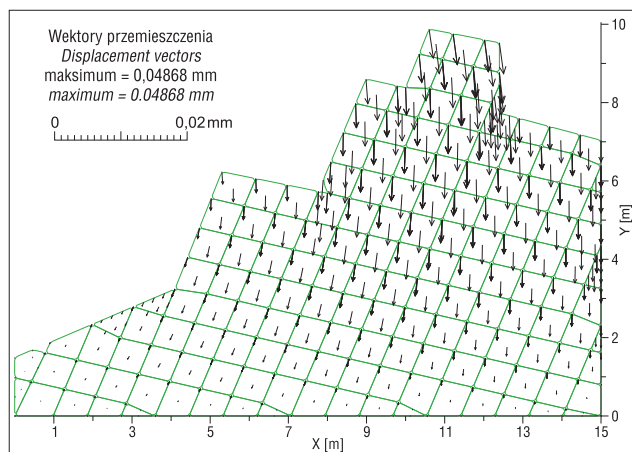
drgań sejsmicznych. Część wyników pomiarów posłużyła do jakościowego zweryfikowania wyników analizy numerycznej.

Widok ogólny zbocza wraz z zaznaczoną bryłą osuwiska przedstawiono na rycinie 5. Obecność rumoszu wapienia w dolnej części doliny wskazuje na wcześniejsze ruchy osuwiskowe i/lub odpadanie od calizny pojedynczych bloków.

Utworzenie modelu geologiczno-inżynierskiego, stanowiącego podstawę dla modelu numerycznego, było możliwe m.in. dzięki naturalnemu odsłonięciu (ryc. 6). Dodatkowe informacje uzyskano dzięki pomiarom ekstensometrycznym i inklinometrycznym oraz na podstawie analizy jakości masywu, opisaną wskaźnikiem RQD (*Rock Quality Designation*) (ryc. 6; Bieniawski, 1984). Wskaźnik ten jest wyrażonym w procentach stosunkiem łącznej długości odcinków rdzenia dłuższych od 10 cm do całkowitej długości rdzenia. Wyniki pomiarów ekstensometrycznych wskazują na lokalne zmiany rozwarcia spękań międzywarstwowych.

Informację o przemieszczeniach uzyskano dzięki wynikom pomiarów inklinometrycznych. Inklinometr (por. ryc. 6) wykazał w ciągu ok. 6 miesięcy przemieszczenie skumulowane wynoszące ok. 35 mm od głębokości 40–50 m, co koresponduje z niską wartością RQD na głębokości 47–50 m. Z kształtu krzywej inklinometrycznej wynika ponadto, iż nie istnieje jedna dyskretna powierzchnia poślizgu, lecz zachodzą również poślizgi pomiędzy poszczególnymi warstwami wapienia.

W modelu obliczeniowym wydzielono jednorodne litologicznie lub tektonicznie strefy dolomitu, wapienia i rumoszu wapiennego (ryc. 7). Założono osłabienie w strefie fałdu, widocznego na ryc. 6, oraz w strefie obniżonego wskaźnika RQD i wyników pomiarów inklinometrycznych. Model podzielono na bloki dwoma wzajemnie prostopadłymi systemami spękań. Założono duże wymiary bloków w dolomicie, który według obserwacji nie ulegał zniszczeniu, natomiast wymiary bloków wapienia i rumoszu wynoszą 3 × 3 m. Każdy blok jest z kolei podzielony na strefy różnic skończonych, dzięki czemu jest odkształcalny. Upad spękań międzywarstwowych (system 1) w stosunku do dodatniej półosi X wynosi 107°, zatem upad spękań prostopadłych do nich (system 2) jest równy 17°. W osłabionej strefie fałdu orientacja spękań wynosi 65° i 155°. Oprócz podziału przez regularne systemy, wydzielono również nieciągłości, wynikające ze struktury masywu.



Ryc. 4. Wektory przemieszczenia całkowitego
Fig. 4. Total displacement vectors



Ryc. 5. Widok ogólny zbocza w rejonie osuwiska
Fig. 5. General view of the slope in the region of the landslide

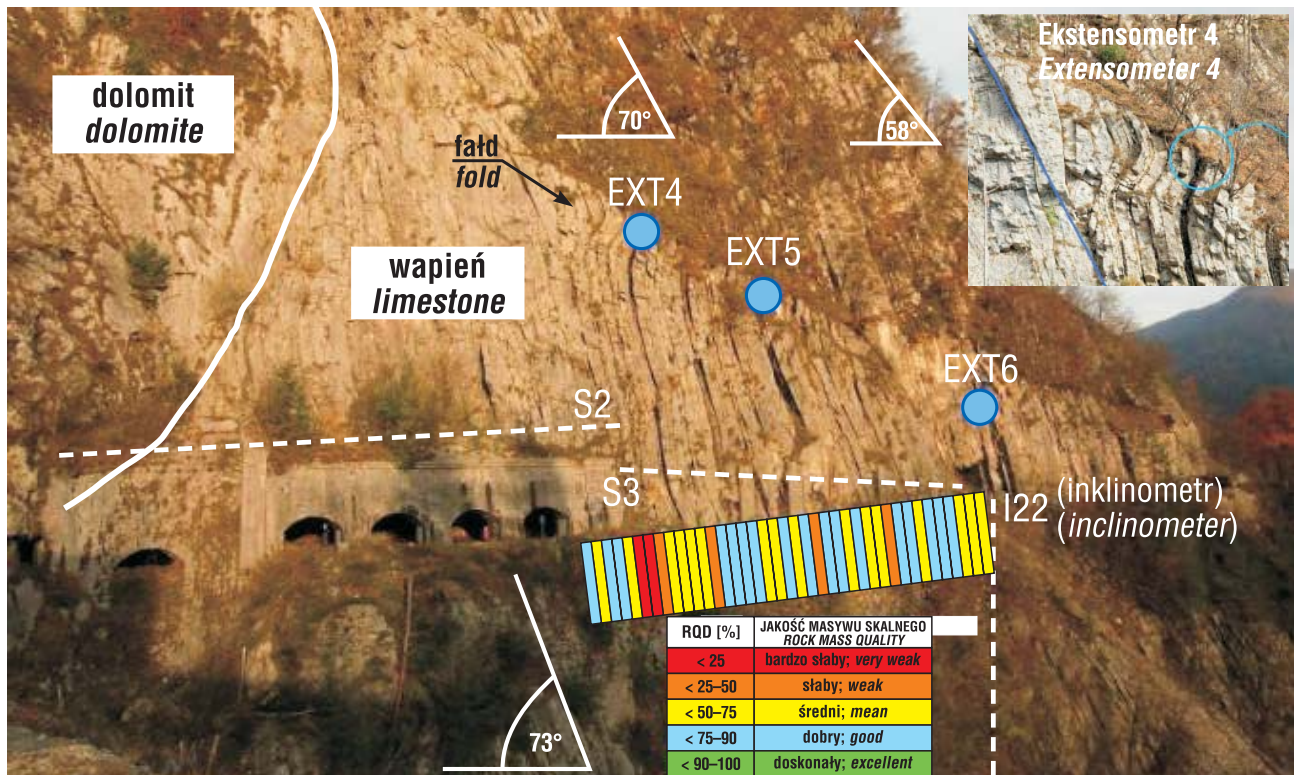
Parametry geomechaniczne spękań i skały określono, biorąc pod uwagę analogiczne wielkości w podobnych masywach alpejskich (Marcato i in., 2005, 2007). Nie różnicowano parametrów w systemach spękań. Założono sprężyste zachowanie się skały i sprężysto-plastyczne spękania. Wartości parametrów zestawiono w tabelach 2 i 3, odpowiednio dla skały i spękań. Badano mechanizmy deformacji i kształty potencjalnych brył zsuwu, przy założeniu niezmienności parametrów geomechanicznych. Symulację

numeryczną kontynuowano aż do stanu zaawansowanych przemieszczeń, obserwując mechanizmy deformacji. Przebieg procesu w dwóch wybranych etapach (momentach) symulacji przedstawiono na przykładzie pól przemieszczenia poziomego na rycinie 8.

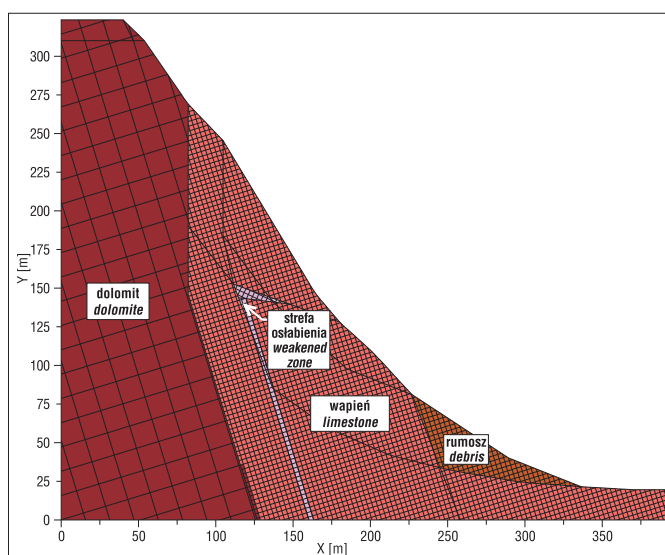
Porównanie pól przemieszczenia na powyższych rycinach wskazuje na znaczną zmienność mechanizmów deformacji. W początkowej fazie, w najwyższych partiach kompleksu wapienia następuje inicjacja poślizgu wzdłuż spękań systemu 1. Obciążenie bloków leżących niżej wywołuje poślizg wzdłuż spękań systemu 2 i wysuwanie się pakietu bloków na zewnątrz zbocza. Obserwuje się również inicjację mechanizmu wybočenja, tj. zwiększanie się kąta nachylenia partii bloków poniżej linii poślizgu, wzdłuż spękań systemu 2 i jego zmniejszanie się powyżej tej linii. W tej fazie dezintegracja masywu i powstawanie szczelin między blokami są niewielkie.

W fazie pośredniej (ryc. 8a) powiększa się wcześniejsze wybočenje „pasma” bloków. Ponadto powyżej dotychczasowej linii wybočenja tworzy się druga. Przemieszczeniu ulegają także bloki poniżej początkowej linii poślizgu (z fazy poprzedniej). Pomimo kilkunastometrowego przemieszczenia, pakiet bloków stanowi całość. Jedynie w najwyższych strefach zbocza pojedyncze bloki oddzielają się od calizny i spadają. Kilkiemetrowemu przemieszczeniu ulega również niewielka partia dolomitu.

W fazie końcowej pakiet bloków ulega dezintegracji i następuje obwał oraz zsuw bloków zewnętrznych po powierzchni zbocza (ryc. 8b). Widoczna jest bardzo duża rotacja pojedynczych bloków. Wybočenje wzdłuż pierwszej, niżej położonej linii zanika, a w jego miejsce powstaje forma zbliżona do fałdu. Powiększa się natomiast wybočenje wzdłuż linii wyższej. Pomędzy blokami tworzą się duże szczeliny.



Ryc. 6. Odslonięcie stanowiące podstawę do opracowania modelu obliczeniowego
Fig. 6. The outcrop, constituting the base for the landslide calculation model



Ryc. 7. Podział modelu na bloki skały litej i warstwy geotechniczne
Fig. 7. Splitting the model in the rock blocks and geotechnical layers

Podsumowując można stwierdzić, że proces zniszczenia obejmuje różne mechanizmy, z dominującym wybozczeniem i obwałem w etapie końcowym. Strefa dużych przemieszczeń ma zasięg ograniczony do górnej i środkowej

części zbocza, nie obejmując części dolnej, choć właściwości masywu we wszystkich strefach wapienia są identyczne.

Warto zauważyć, że w procesie deformacji nie zachodzi „klasyczny” poślizg wzdłuż zdeterminowanej powierzchni, niezależnej od systemów spękań. Jest to przykład, wskazujący na istotne różnice pomiędzy masywem gruntowym, bądź zbudowanym z bardzo słabej skały, a masywem zbudowanym ze skały litej, twardej, o strukturze blokowej. Stosując podejście „ciągłe” nie można uzyskać informacji o możliwych, innych niż poślizg mechanizmach deformacji, takich jak np. obwał, obryw czy wybozczenie.

Analiza procesu deformacji skarpy kamieniołomu

Analiza dotyczy procesu osuwiskowego, który nastąpił na ścianie kamieniołomu diabazu. Osuwisko spowodowało utrudnienia w pracach w kamieniołomie i w transporcie materiału. Celem analizy było wyjaśnienie przyczyn powstania osuwiska, jego struktury i zasięgu głębokościowego oraz prognoza zachowania się skarpy.

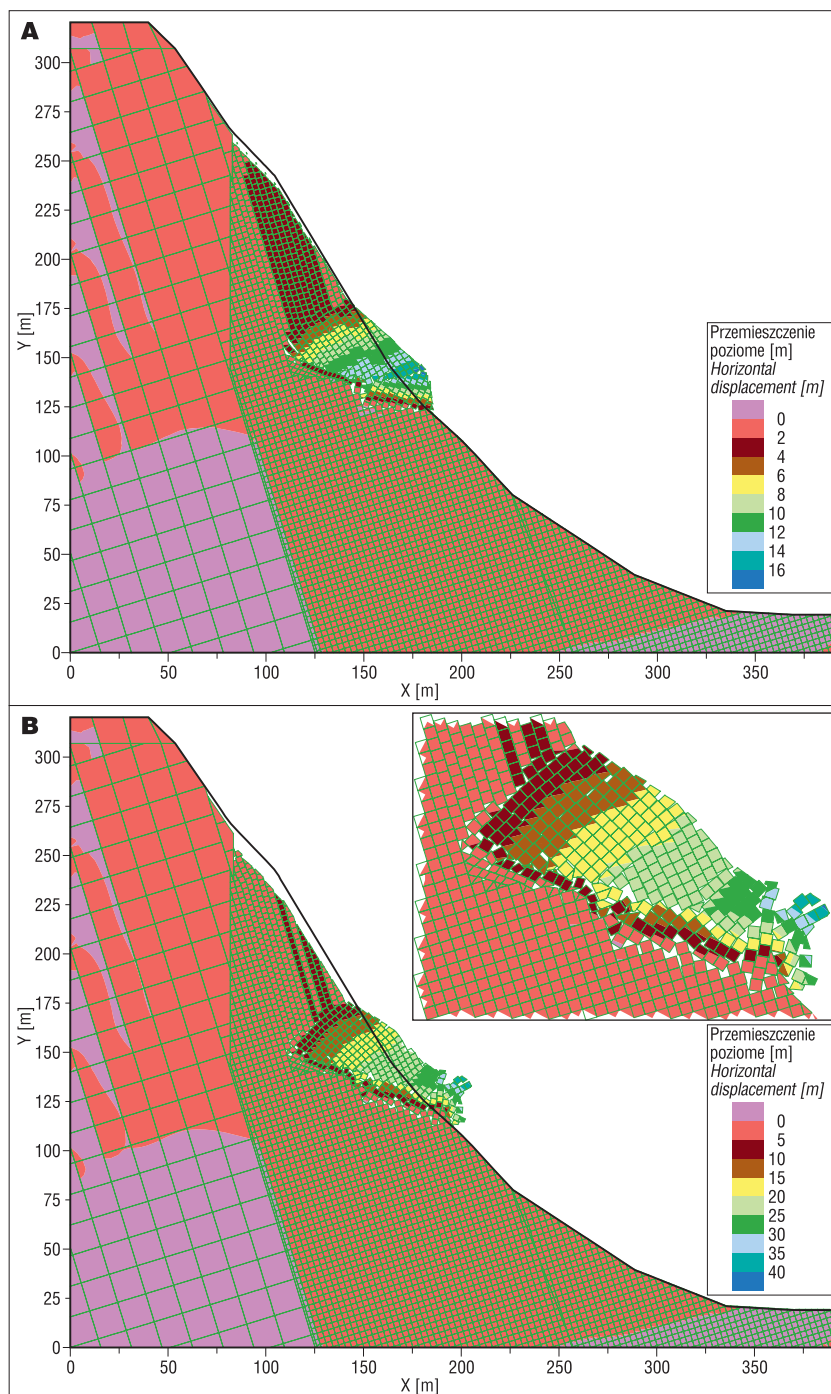
Fotografia na rycinie 9 pokazuje, iż zsuwem objęty jest nadkład z gruntu niespoistego. Zsunięty grunt przykrywa czoło ściany diabazu i nie można ocenić, w jakim stopniu

Tab. 2. Parametry geomechaniczne skały litej
Table 2. Geomechanical parameters of the intact rock

Warstwa Layer	Skała lita Intact rock		
	Gęstość Density ρ [t/m ³]	Moduł sprężystości objętościowej Bulk modulus K [kPa]	Moduł sprężystości postaciowej Shear modulus G [kPa]
dolomit dolomite	2,0	2,0E+07	1,0E+07
wapień limestone	2,3	1,0E+06	2,0E+05
rumosz debris	2,2	2,0E+05	2,0E+04
strefa osłabienia (łupek) weakened zone (shale)	2,0	1,0E+05	5,0E+03

Tab. 3. Parametry geomechaniczne spękań
Table 3. Geomechanical parameters of the joints

Warstwa Layer	System spękań Joint set						
	1						2
	Kąt upadu Dip angle α [°]	Sztywność normalna Normal stiffness k_n [kPa/m]	Sztywność styczna Shear stiffness k_s [kPa/m]	Kąt tarcia Friction angle F [°]	Spójność Cohesion c [kPa]	Wytrzymałość na rozciąganie Tension strength R_t [kPa]	Kąt upadu Dip angle α [°]
dolomit dolomite	107	5,0E+07	2,0E+07	55	1.0E+04	100	17
wapień limestone	107	5,0E+06	2,0E+06	10	20	0	17
rumosz debris	107	2,0E+05	1,0E+05	38	0	0	17
strefa osłabienia (łupek) weakened zone (shale)	65	2,0E+05	1,0E+05	8	5	0	25



Ryc. 8. Pole przemieszczenia poziomego; **A** – w pośrednim etapie procesu deformacji, **B** – w końcowym etapie procesu deformacji

Fig. 8. Field of the horizontal displacement; **A** – in the intermediate stage of the deformation process, **B** – in the final stage of the deformation process

struktura skały została naruszona i czy zsuwowi uległy także bloki diabazu.

Model strukturalny ściany kamieniołomu przedstawiono na rycinie 10a, zaś parametry modelu, uzyskane na podstawie studiów literatury (Giani, 1992; Singh & Goel, 1992; Rosso, 1976; Thiel, 1995), zestawiono w tabeli 4.

Wymiary oraz orientacja spękań tworzących bloki diabazu są zgodne z rzeczywistością. Warstwę piasku w nadkładzie podzielono na bloki o niewielkich wymiarach. Jak wcześniej wspomniano, przy pewnych założeniach możliwe jest modelowanie z zastosowaniem podejścia nie-

ciągłego także masywów gruntowych. W takich przypadkach podział na bloki nie odzwierciedla wprawdzie struktury masywu (wymiarów bloków), jednak mimo to – jeśli założy się wystarczająco małe wymiary – możliwe jest odtworzenie mechanizmu deformacji.

Proces deformacji można podzielić na dwie fazy. W pierwszej zachodzi ugięcie i zsuw bloków diabazu wzdłuż systemu spękań stromo nachylonych. W fazie drugiej (ryc. 10B) następuje osunięcie warstwy piasku wskutek obniżenia się jej podstawy, w wyniku zsuwu diabazu. Osuwający się piasek przykrywa czoło ściany skalnej, zatem ocena deformacji diabazu możliwa była jedynie dzięki analizie numerycznej.

Analiza procesu osuwiskowego w nasypie kolejowym

Przykład dotyczy deformacji osuwiskowych nasypu kolejki wąskotorowej przy moście nad rzeką Brdą w Koronowie koło Bydgoszczy. Kolejka została zlikwidowana w 1992 r., lecz pozostawiono wiadukt, na którym odbywa się ruch pieszy. W lutym 2011 r. w nasypie, w rejonie przyczółka wiaduktu, powstało osuwisko, uniemożliwiające bezpieczne dojście do wiaduktu. Analiza przyczyn i skutków osuwiska była częścią ekspertyzy, której celem było opracowanie koncepcji odbudowy nasypu oraz stabilizacji konstrukcji (Zabuski i in., 2011).

Nasyp zbudowany jest z gruntów niespoistych (piasek, żwir, pospółka), zaś pod nimi zalegają ropy i gliny. Długość osuwiska wynosi około 40 m. Jest ono podzielone na dwie części. Część górną tworzy skarpa główna, powstała w masywie nasypu oraz osunięty grunt, który u jej podstawy utworzył wypiętrzenie (ryc. 11A). Część dolną tworzy jezior osuwiskowy na poziomie doliny Brdy. Szczegółowe rozpoznanie wykazało, iż zsuwowi po warstwie miękkoplastycznego ropy uległo osuwisko określane jako pierwotne, zaś dwie wtórne powierzchnie poślizgu (w ropy) utworzyły się oddzielnie w części górnej i dolnej.

Istotną trudnością w analizie stateczności osuwiska pierwotnego stanowiło wyznaczenie parametrów wytrzymałości na ścinanie gruntu (spójności i kąta tarcia) wzdłuż powierzchni poślizgu, koniecznych do wykonania projektu odbudowy i zabezpieczenia zbocza. Dla ich określenia przeprowadzono analizę odwrotną (*back analysis*), z zastosowaniem modelu nieciągłego. Idea analizy polegała na znalezieniu takiego „zestawu” parametrów, przy których zachodziłby stan odpowiadający rzeczywistości, występującemu w naturze. Z uwagi na znaczące naruszenie pier-



Ryc. 9. Osuwisko w nadkładzie nad ścianą skalną w kamieniołomie diabazu
Fig. 9. Slide of the overburden above the rock wall in the diabase quarry

wotnej struktury gruntu wskutek dużych deformacji w badaniach laboratoryjnych dla określenia parametrów nie uzyskano bowiem poprawnych wyników.

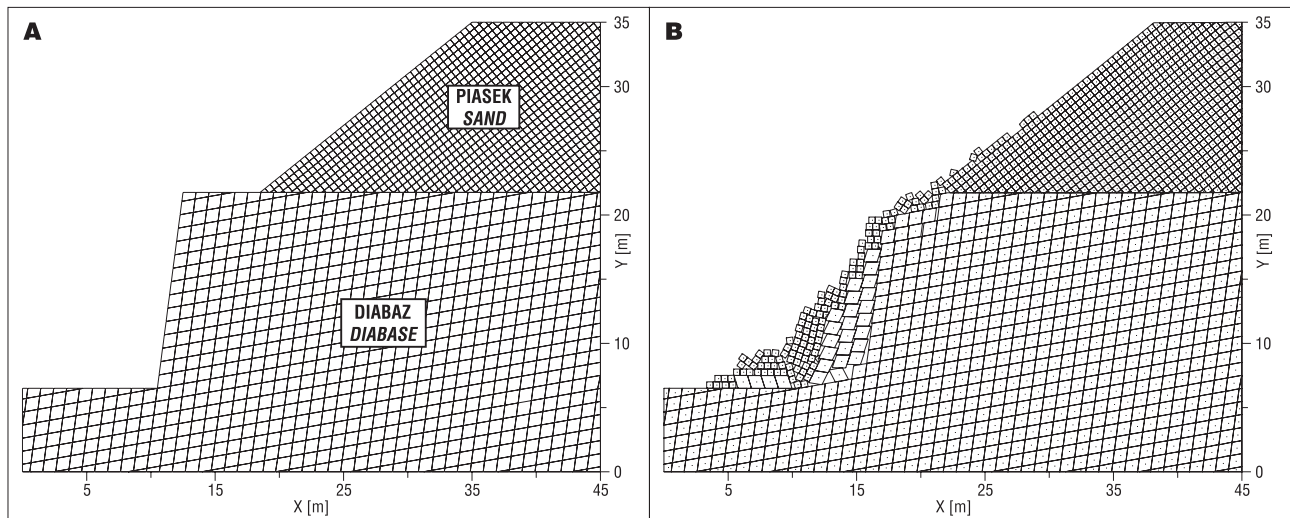
Symulując proces osuwiskowy poszukiwano więc wartości parametrów, przy których dystans zsuwu wtórnego osuwiska w nasypie byłby identyczny, a kształt zsuniętej

bryły przybliżony do obserwowanego w warunkach naturalnych (ryc. 11B).

Na rycinie 11C i D przedstawiono początkowy kształt bryły i jej kształt po osunięciu. Dystans zsuwu i kształt bryły zsuniętej są niemal identyczne z rzeczywistymi. Przykład nie opisuje standardowej analizy stateczności. Tutaj celem symulacji numerycznej było wyznaczenie rezydujących parametrów wytrzymałościowych wzdłuż powierzchni poślizgu osuwiska wtórnego w nasypie. Obliczone wartości wynoszą: kąt tarcia wewnętrznego $\phi = 6^\circ$; spójność $c = 10$ kPa, przy założonym ciężarze objętościowym $\gamma = 20$ kN/m³.

Podsumowanie

Artykuł przybliży zagadnienie modelowania masywów zboczowych jako ośrodków nieciągłych. Nieciągła natura masywów powoduje, iż traktowanie ich jako ciągłych jest niekiedy bardzo nieprecyzyjnym przybliżeniem. Modelowanie przy zastosowaniu modeli nieciągłych pozwala uzyskać bardziej wiarygodny obraz procesów deformacji i warunków stateczności zboczy. Trzeba wspomnieć, że program UDEC pozwala na uwzględnienie wody gruntowej i na analizę jej wpływu na stateczność i proces deformacji



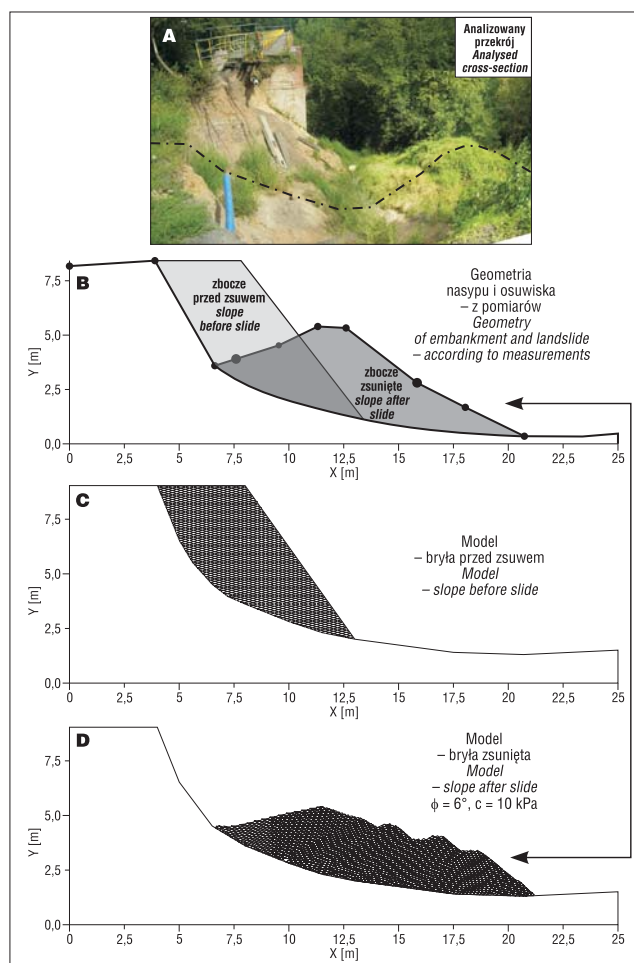
Ryc. 10. Modelowanie procesu deformacji ściany kamieniołomu; A – model strukturalny jako podstawa modelu numerycznego, B – osuwisko na ścianie kamieniołomu

Fig. 10. Modelling of the deformation process of the wall in diabase quarry; A – structural model of the wall constituting the base for numerical model, B – landslide of the wall

Tab. 4. Parametry mechaniczne modelu

Table 4. Geomechanical parameters of the model

Warstwa Layer	System spękań Joint set	Sztywność normalna Normal stiffness k_n [MPa/m]	Sztywność styczna Shear stiffness k_s [MPa/m]	Spójność Cohesion c [kPa]	Wytrzymałość na rozciąganie Tension strength R_t [kPa]	Kąt tarcia Friction angle ϕ [°]
diabaz diabase	upad 10° dip 10°	250	250	15	10	20
	upad 80° dip 80°	250	250	15	10	20
piasek sand	upad 45°/135° dip 45°/135°	250	250	15	5	30



Ryc. 11. Modelowanie osuwiska na nasypie kolejowym z zastosowaniem modelu nieciągłego

Fig. 11. Discontinuous modelling of the landslide on the embankment of the narrow-gauge railway

masywu. W omawianych przykładach nie występowało ciągle zwierciadło wody gruntowej i zagadnienia tego nie omawiano.

W praktyce należałoby stosować modelowanie z uwzględnieniem nieciągłego charakteru masywów w wielu przypadkach zboczy osuwiskowych, szczególnie osuwisk strukturalnych, głównie we fliszu Karpat zewnętrznych. Piaskowce gruboławicowe można byłoby modelować, uwzględniając rzeczywiste wymiary bloków. W odmianach fliszu, w których gęstość spękań jest duża, bardziej odpowiednim byłoby modelowanie w sposób podobny do opisanego w przykładach analizy stateczności ściany w kamieniołomie diabazu bądź osuwiska w nasypie kolejowym.

Wadą opisywanego modelu nieciągłego (zapisanego w programie UDEC) jest trudność oszacowania niektórych parametrów spękań. Dotyczy to przede wszystkim tzw. współczynników sztywności stycznej i normalnej spękań, opisujących zachowanie spękań w fazie sprężystej, a trudnych do określenia. Pomocna jest jednak analiza parametryczna, dzięki której możliwe jest ich oszacowanie w procedurze „analizy odwrotnej”. W literaturze podawane są pewne formuły empiryczne, umożliwiające oszacowanie tych współczynników (np. Rosso, 1976; Bandis i in., 1983).

Inną niedogodnością modelowania nieciągłego jest konieczność kreowania sztucznych spękań w przypadku

masywów zbudowanych ze skał silnie rozdrobnionych, a także gruntów. W takich przypadkach, dla poprawnego wykonania modelu, konieczne jest posiadanie pewnego doświadczenia. Pomocna jest możliwość weryfikacji poprawności modelowania poprzez porównanie rezultatów analizy z rzeczywistym zachowaniem się zbocza, ocenianym np. na podstawie wyników pomiarów przemieszczenia. Ograniczeniem modelowania nieciągłego jest także trudny dostęp do umożliwiających je programów komputerowych. Tym niemniej warto zainteresować czytelnika tą metodą i takimi narzędziami.

Autorzy serdecznie dziękują Zbigniewowi Frankowskiemu i anonimowemu recenzentowi za cenne uwagi i pomoc w przygotowaniu ostatecznej wersji artykułu.

LITERATURA

- BANDIS S.C., LUMDSEN A.C. & BARTON N.R. 1983 – Fundamentals of Rock Joint Deformation. *Int. Journ. Rock Mech. Mining Sci. & Geomech. Abstracts*, 20: 249–268.
- BIENIAWSKI Z.T. 1984 – *Rock Mechanics in Mining and Tunneling*. A.A. Balkema, Rotterdam–Boston, s. 272.
- CUNDALL P. 1971 – A Computer Model for Simulating Progressive Large Movements in Blocky Rock Systems. *Proc. Symp. ISRM, Nancy*, 1: 2–8.
- CUNDALL P. & HART R.D. 1993 – Numerical Modelling of Discontinua. [W:] J.A. Hudson (red.), *Comprehensive Rock Engineering*. Pergamon Press, Oxford–NY–Seoul–Tokyo, 2: 231–261.
- GEN-HUA SHI 1992 – Discontinuous Deformation Analysis: a New Numerical Model for the Statics and Dynamics of Deformable Block Structures. *Engineering Computations*, 9 (2): 157–168.
- GIANI G.P. 1992 – *Rock Slope Stability Analysis*. A.A. Balkema, Rotterdam–Brookfield, s. 361.
- HOEK E. & BRAY J. 1974 – *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, s. 358.
- ITASCA C.G. 2004 – *UDEC 4.0 User's Manual*, Minneapolis, USA.
- LISZKOWSKI J. & STOCHLAK J. (red.) 1976 – *Szczelinowatość masywów skalnych*, Wyd. Geol., Warszawa, s. 312.
- MARCATO G., SILVANO F. & ZABUSKI L. 2005 – Modellazione di ammassi rocciosi instabili con il metodo degli elementi distinti. *Giornale di Geologia Applicata*, 2: 87–92.
- MARCATO G., ZABUSKI L. & SILVANO S. 2007 – Capabilities of continuous and discontinuous modelling of the rock slopes – a landslide in the Carnian Alps (Italy) using as an example. *Geophysical Research Abstracts*, European Geosciences Union, Vienna, 9-02371.
- MARGIELEWSKI W. 2004 – Typy przemieszczeń grawitacyjnych mas skalnych w obrębie form osuwiskowych polskich Karpat fliszowych. *Prz. Geol.*, 52: 603–614.
- MARGIELEWSKI W. 2009 – Problematyka osuwisk strukturalnych w Karpatach fliszowych w świetle zunifikowanych kryteriów klasyfikacji ruchów masowych – przegląd krytyczny. *Prz. Geol.*, 57: 905–917.
- ROSSO R.S. 1976 – A Comparison of Joint Stiffness Measurements in Direct Shear, Triaxial Compression and In Situ. *Int. Journ. Rock Mech. Mining Sci. & Geomech. Abstracts*, 10: 167–172.
- SINGH B. & GOEL R.K. 1999 – *Rock Mass Classification. A Practical Approach in Civil Engineering*. Elsevier, Amsterdam–Lausanne–New York–Oxford–Shannon–Singapore–Tokyo, s. 267.
- THIEL K. 1989 – *Rock Mechanics in Hydroengineering*. PWN-Elsevier, Warszawa–Amsterdam–Oxford–New York–Tokyo, s. 406.
- THIEL K. (red.) 1995 – *Właściwości fizyko-mechaniczne i modele masywów skalnych polskich Karpat fliszowych*. IBW PAN, Biblioteka Naukowa Hydrotechnika nr 19, Gdańsk, s. 226.
- ZABUSKI L., ŚWIDZIŃSKI W. & KULCZYKOWSKI M. 2011 – Ekspertyza geotechniczna dotycząca przyczyn powstania osuwiska nasypu kolejowego wpływu osuwiska na stateczność prawobrzeżnego przyczółka mostu kolejki wąskotorowej w Koronowie oraz koncepcji jego zabezpieczeń. IBW PAN, Gdańsk, opracowanie wewnętrzne.
- ZABUSKI L., THIEL K. & BOBER L. 1999 – *Osuwiska we fliszu Karpat polskich*. Geologia – Modelowanie – Obliczenia stateczności. IBW PAN, Gdańsk, s. 171.

Praca wpływła do redakcji 22.07.2013 r.
Akceptowano do druku 14.11.2013 r.