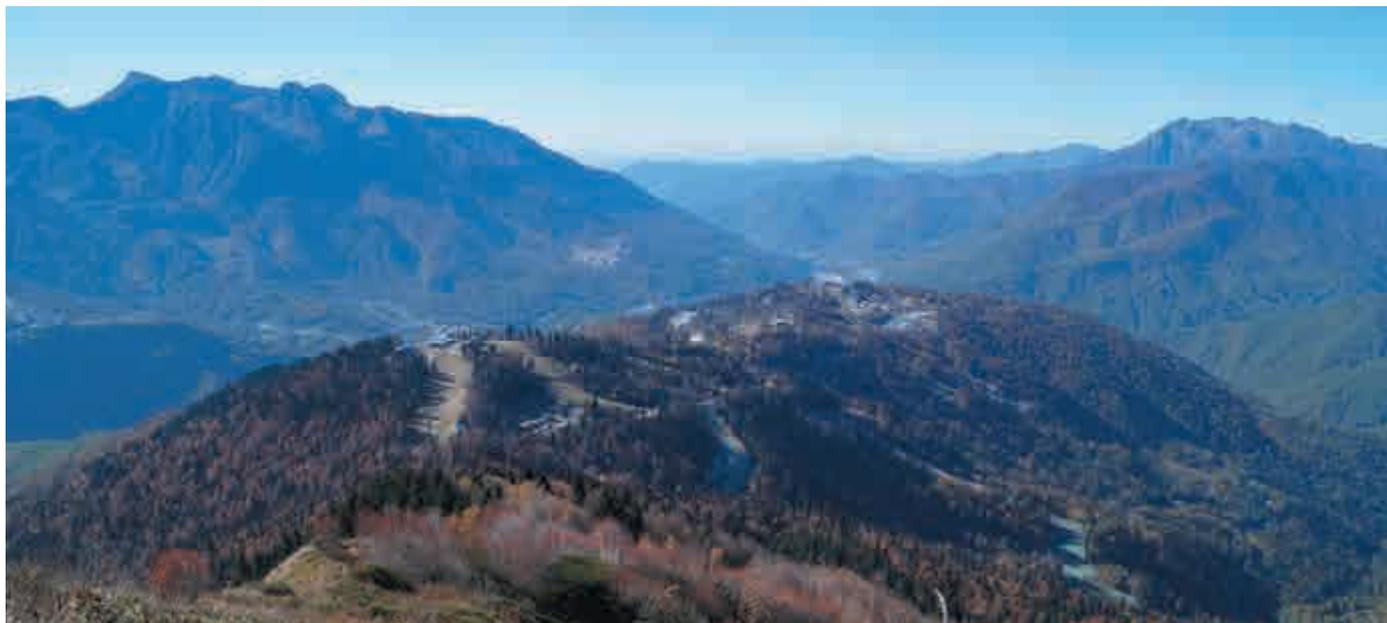


# СОВРЕМЕННЫЕ ПОДХОДЫ К КОЛИЧЕСТВЕННОЙ ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

DOI: 10.25296/1993-5056-2018-13-1-2-72-85

УДК 624.131.7:550.349.4

**КАН К.***Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия, kevinkang8@mail.ru***ЗЕРКАЛЬ О.В.***Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия, igzov@mail.ru***ФОМЕНКО И.К.***Российский государственный геологоразведочный университет им. С. Орджоникидзе (МГРИ-РГГРУ), г. Москва, Россия, ifolga@gmail.com***ПОНОМАРЕВ АН. АЛ.***Московский государственный университет им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия, set092222@gmail.com***Аннотация**

Анализ устойчивости склонов, слогаемых аргиллитами, при возможных сейсмических воздействиях проводился для участка северного склона хр. Аибга (Красная Поляна). С помощью ArcGIS для рассматриваемого участка была изучена пространственная изменчивость крутизны склонов и оценено ее влияние на изменчивость значений коэффициентов устойчивости ( $K_{уст}$ ). Также был выполнен анализ влияния прочностных характеристик аргиллитов на изменчивость получаемых коэффициентов устойчивости ( $K_{уст}$ ). Сейсмическое воздействие при количественной оценке устойчивости склонов оценивалось с использованием псевдостатического и динамического анализов. Для динамического анализа был применен метод Ньюмарка. Выполнен сравнительный анализ значений минимального, среднего и приведенного коэффициентов устойчивости, полученных при динамическом анализе. Для сопоставления величин  $K_{уст}$  полученных в рамках различных методов динамического анализа устойчивости склонов, был использован 0.65-метод, предложенный в Китае (Н. Liu). Показано, что расчетные величины минимального и среднего коэффициентов устойчивости, полученные при динамическом анализе, не отражают состояние склона при сейсмическом воздействии. Количественные оценки устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия, полученные при динамическом анализе с применением 0.65-метода, сопоставимы с результатами оценок устойчивости, полученными при использовании псевдостатического анализа, и являются более реалистичными. Результаты количественной оценки устойчивости склона показали, что прочностные характеристики аргиллитов оказывают прямое влияние на расчетные величины  $K_{уст}$ . Было получено, что склоны крутизной более 40°, слогаемые аргиллитами с низким показателями величин сцепления (< 20 кПа), при сейсмическом воздействии 8 баллов переходят в неустойчивое состояние.

**Ключевые слова:**

устойчивость склона; псевдостатический анализ; динамический анализ; метод Ньюмарка; аргиллиты

**Ссылка для цитирования:**

Кан, К., Зеркаль, О.В., Фоменко, И.К., Пономарев, Ан. Ал., 2018. Современные подходы к количественной оценке устойчивости склонов при сейсмическом воздействии. Инженерная геология, Том XIII, № 1–2, с. 72–85. DOI: 10.25296/1993-5056-2018-13-1-2-72-85.

# MODERN APPROACHES TO THE QUANTITATIVE ASSESSMENT OF SLOPE STABILITY UNDER SEISMIC CONDITIONS

**KANG K.**

*Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia, kevinkang8@mail.ru*

**ZERKAL O.V.**

*Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia, igzov@mail*

**FOMENKO I.K.**

*Russian State Geological Prospecting University name Sergo Ordzhonikidze (MGRI-RSGPU), Moscow, Russia, ifolga@gmail.com*

**PONOMAREV AN.AL.**

*Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia, set092222@gmail.com*

## Abstract

An analysis of the slopes stability, composed of argillites, with possible seismic impact was carried out for the section of the Northern slope of the Aibga ridge (Krasnaya Polyana). With the help of ArcGIS for the area under consideration, the spatial variability of slope angle was studied and its influence on the variability of the values of the factors of safety (FOS) was assessment. An analysis was also made of the influence of the strength characteristics of argillites on the variability of the values of FOS. Seismic impact in the quantitative assessment of slope stability was assessed using pseudostatic and dynamic analyzes. For the dynamic analysis, the Newmark method was applied. A comparative analysis of the values of the minimum, average, and reduced FOS obtained during dynamic analysis is performed. To compare the values of the safety factors obtained in various methods of dynamic analysis of slope stability, the 0.65-method proposed in China (H. Liu) was used. It is shown that the calculated values of the minimum and average safety factors obtained during the dynamic analysis do not reflect the state of the slope under seismic action. Quantitative assessment of the slopes stability taking into account the seismic effect obtained by dynamic analysis using the 0.65-method are comparable with the results of stability assessment obtained using pseudostatic analysis and are more realistic. The results of a quantitative assessment of the slope stability showed that the strength characteristics of argillites have a direct effect on the calculated values of the safety factor. It was found that slopes of more than 40° steepness, composed of argillites with low cohesion values (<20 kPa), under the seismic action of 8 points pass into an unstable state.

## Key words:

slope stability; pseudostatic analysis; dynamic analysis; Newmark's method; argillites

## For citation:

Kang, K., Zerkal, O.V., Fomenko, I.K., Ponomarev, An.AL., 2018. Modern approaches to the quantitative assessment of slope stability under seismic conditions. *Engineering Geology*, Vol. XIII, No. 1–2, pp. 72–85. DOI: 10.25296/1993-5056-2018-13-1-2-72-85.

## Введение

Аргиллиты относятся к грунтам, которые в природных условиях характеризуются значительным разбросом прочностных характеристик. В зависимости от состояния и фактически наблюдаемых прочностных характеристик аргиллиты могут быть отнесены к различным классификационным разновидностям грунтов (по ГОСТ 25100-2011 «Грунты. Классификация») — от глинистых грунтов высокой прочности до полускальных грунтов, а в отдельных случаях — малопрочных скальных грунтов. При этом аргиллиты из категории скальных и полускальных грунтов в результате очень быстро развивающихся процессов выветривания, в т.ч. в стенках строительных котлованов и в дорожных выемках, за очень короткое время (сопоставимое со строительным периодом) могут переходить в глинистые грунты с низкими прочностными показателями, особенно при их увлажнении [9].

Северный склон хр. Аибга (Красная Поляна, Сочи) в средней и нижней своей части сложен нижнеюрскими аргиллитами, представленными как плотными полускальными разностями, так и зонами с высокой степенью выветрелости, что оказывает существенное влияние на со-

временную устойчивость склонов на рассматриваемой территории [6, 25]. Регион характеризуется высокой сейсмичностью, что также оказывает влияние на современную устойчивость склонов. Максимальные магнитуды возможных сейсмических событий в районе хр. Аибга могут составлять до 6,0–7,5 [4]. Д.К. Кеффер, оценивая вклад сейсмичности в региональную активизацию оползней, указывает, что сейсмические события с магнитудой более 6,0 могут приводить к массовому развитию оползней [13].

Оценка сейсмического воздействия на устойчивость склонов на рассматриваемой территории (северный склон хр. Аибга) ранее проводилась с использованием вариационно-разностного метода [25], а также с применением метода конечных элементов [7]. В последнем случае для выполнения динамического анализа при оценке устойчивости склонов был использован метод Ньюмарка, позволяющий оценивать деформации склонов с учетом акселерограмм реальных землетрясений [20]. И хотя метод Ньюмарка более соответствует реальности в сравнении с псевдостатическим анализом, при его использовании трудно оценить практическую устойчивость склона. Для решения этой проблемы Н. Liu предложил 0.65-ме-

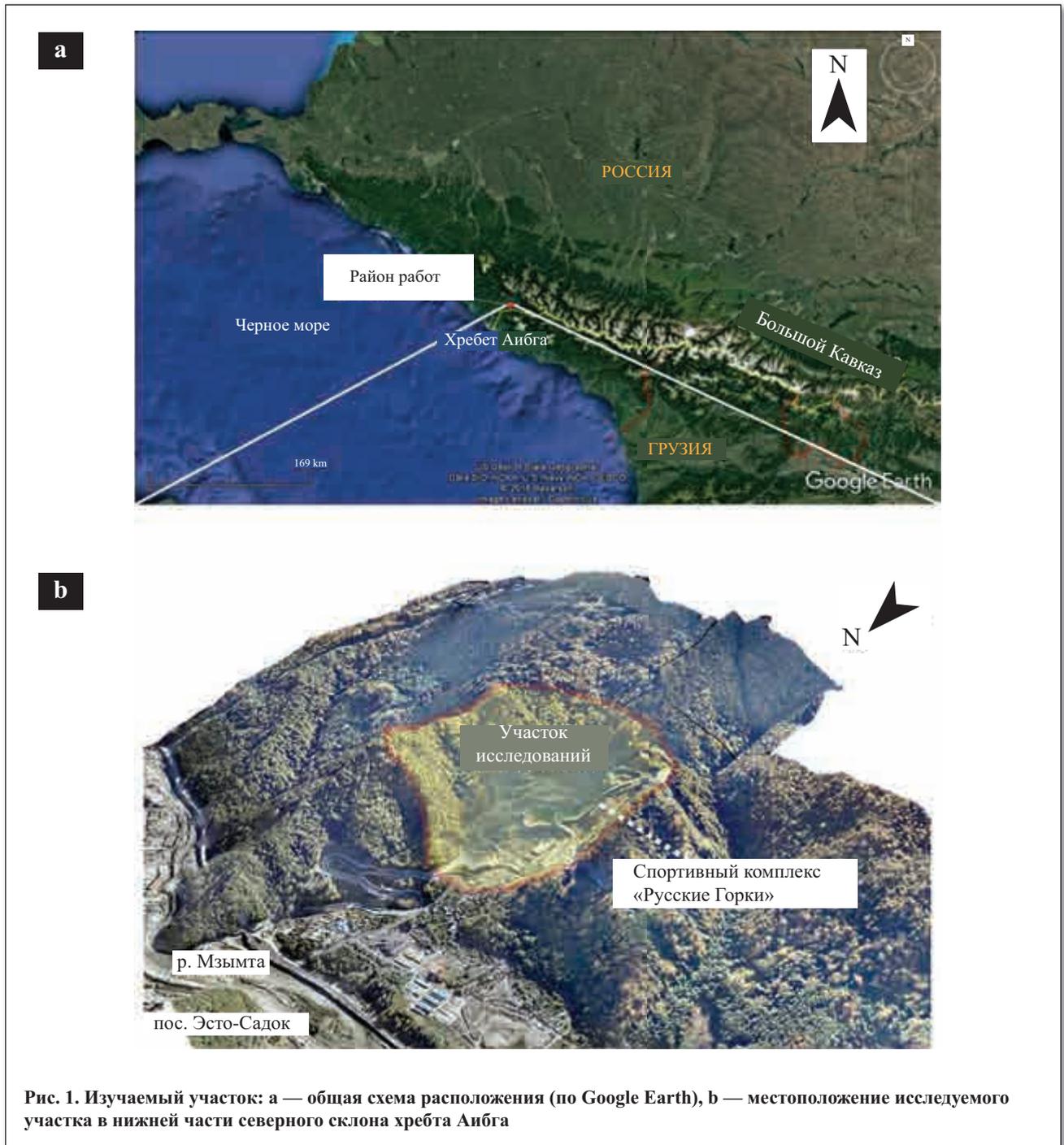


Рис. 1. Изучаемый участок: а — общая схема расположения (по Google Earth), б — местоположение исследуемого участка в нижней части северного склона хребта Аибга

тод, позволяющий сопоставить результаты динамического анализа устойчивости склонов с данными, получаемыми при псевдостатическом анализе [17].

В настоящей работе выполнено сопоставление результатов динамического и псевдостатического анализов при расчете устойчивости склонов хр. Аибга (Красная Поляна, г. Сочи) с учетом сейсмического воздействия, а также выполнена оценка влияния эффекта крутизны склона на итоговые величины  $K_{уст}$ , полученные при динамическом расчете.

### Характеристика объекта исследований

#### Природные условия территории

Рассматриваемый участок располагается на левобережье р. Мзымта в нижней части северного склона хр. Аибга (рис. 1). В геоморфологическом отношении

территория характеризуется относительным превышением над урезом реки до 250 м с абсолютными отметками 600–750 м. Рассматриваемый участок располагается в зоне развития геосинклинального структурно-тектонического комплекса в пределах Краснополянской структурно-формационной зоны Гагрско-Джавского складчатоглыбового поднятия, испытывающего в настоящее время устойчивое воздымание. Внутренняя структура комплекса характеризуется развитием серии килевидных, слабо запрокинутых в южном направлении складок с углами падения крыльев до 65–70°, осложненных серией крутопадающих разрывов. Также следует отметить, что оцениваемая территория располагается в зоне влияния Краснополянского разлома — крупного регионального тектонического нарушения II порядка, представляющего собой правосторонний взбросо-сдвиг с амплитудой суммарного перемещения до 100–130 м [1].

Для рассматриваемой территории наиболее значимым из «быстро изменяющихся» факторов (по [2]), способствующим развитию оползневых процессов, является обводнение склонового массива как в период интенсивных и продолжительных осадков, так и в период снеготаяния. Одним из значимых триггерных факторов оползнеобразования в пределах северного склона хр. Аибга является сейсмичность. В настоящей работе учитывается роль только триггерного фактора, а оценка влияния «быстро изменяющихся» факторов остается за рамками проводимого анализа.

#### Анализ уклонов склонов

Оценка пространственной изменчивости крутизны склонов для рассматриваемой территории выполнялась с помощью стандартных процедур геоинформационной системы ArcGIS. На начальном этапе топографическая карта (с представлением рельефа в виде изолиний) была трансформирована в цифровую модель рельефа (DEM) (рис. 2), которая в дальнейшем явилась основой для построения карты уклонов дневной поверхности.

На следующем этапе для рассматриваемой территории был выполнен анализ распределения склонов различной крутизны. В результате были выделены пять градаций склонов по крутизне (рис. 3):

- поверхности с максимальными уклонами 40–50°, которые занимают порядка 1% площади исследуемого участка;
- поверхности крутизной 30–40°, занимающие до 16% площади участка;
- поверхности крутизной 20–30°, которые занимают 44% площади исследуемого участка;
- поверхности крутизной 10–20°, занимающие 30% от площади участка;
- поверхности с уклонами менее 10°, которые занимают 9% от площади участка.

Исходя из полученного распределения, в дальнейшем для анализа устойчивости склонов были выделены три градации по крутизне склонов — до 20°, 20–30° и 30–40°.

#### Физико-механические свойства грунтов

Геологический разрез в пределах рассматриваемой территории складывается из толщ нижнеюрских аргиллитов, представляющих собой малопрочные (прочность на одноосное сжатие — 7,0–9,0 МПа) грунты средней плотности (2,0–2,5 г/см<sup>3</sup>). Сцепление, в зависимости от ориентировки трещин напластования, колеблется от 25 кПа до 300 кПа, а угол внутреннего трения составляет порядка 30°. Верхняя часть толщи аргиллитов представлена их выветрелыми разностями, для которых характерно некоторое разуплотнение (до 1,8–2,0 г/см<sup>3</sup>) и снижение прочности на одноосное сжатие до 3,0–3,5 МПа. Величина сцепления в выветрелых разностях аргиллитов составляет не более 10 кПа, а угол внутреннего трения — 26–28°. Изучение строения верхней части геологического разреза показало, что мощность выветрелой зоны аргиллитов достигает 10 м [21].

#### Моделирование и расчет устойчивости склона

##### Создание модели

Как было показано выше, в пределах рассматриваемой территории правомерным является выделение трех гра-

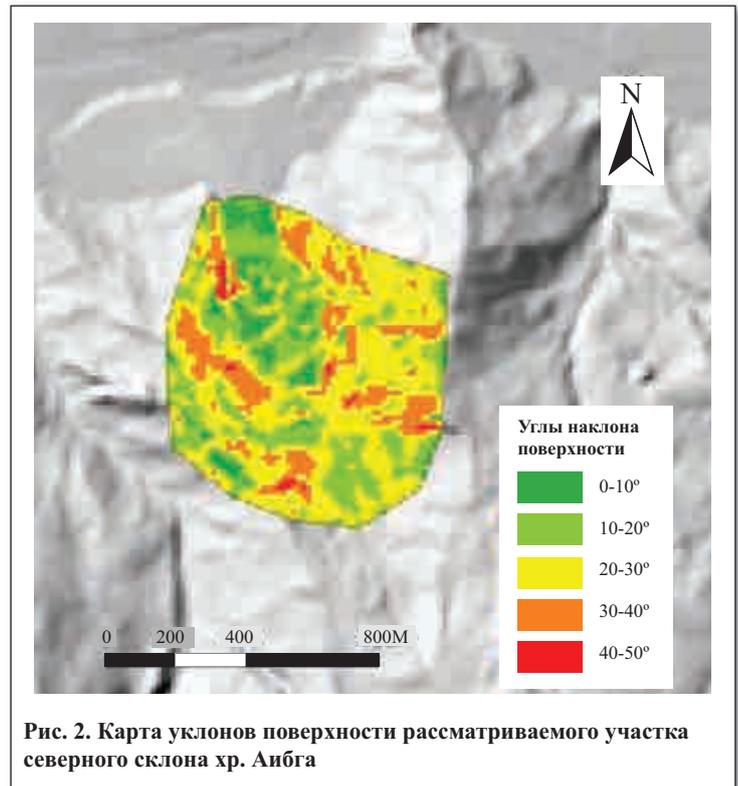


Рис. 2. Карта уклонов поверхности рассматриваемого участка северного склона хр. Аибга

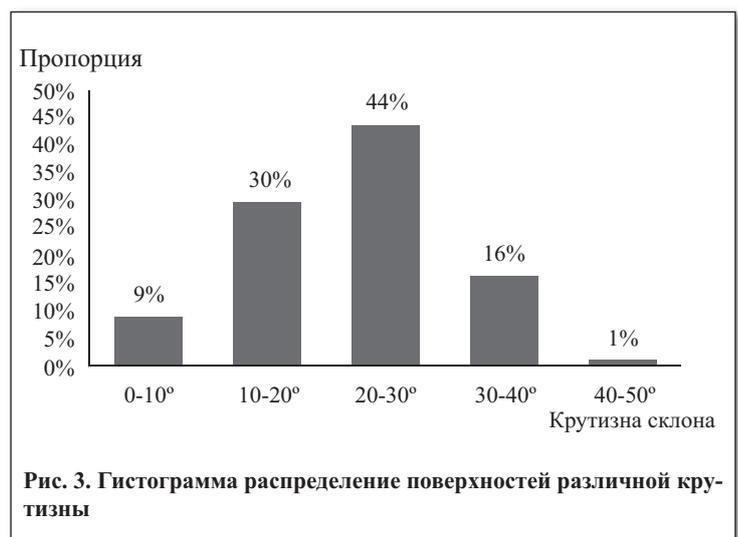


Рис. 3. Гистограмма распределение поверхностей различной крутизны

даций рельефа. Для анализа роли уклона поверхности в устойчивости склонов на изучаемом участке северного склона хр. Аибга в программном комплексе GeoStudio были подготовлены три геомеханические модели с крутизной склона в 20°, 30° и 40° (рис. 4). Так как мощность выветрелых аргиллитов на рассматриваемой площади составляет до 10 м, высота всех модельных склонов (для исключения краевых эффектов при расчетах) была принята равной 25 м.

В моделях принимались следующие расчетные свойства грунтов:

- плотность грунта — 2,2 г/см<sup>3</sup>;
- угол внутреннего трения — 28°;
- сцепление — 10, 15, 20, 25 кПа.

##### Расчет устойчивости склона без сейсмического воздействия (статический анализ)

Для расчета устойчивости склона в настоящей работе были использованы три расчетных метода:

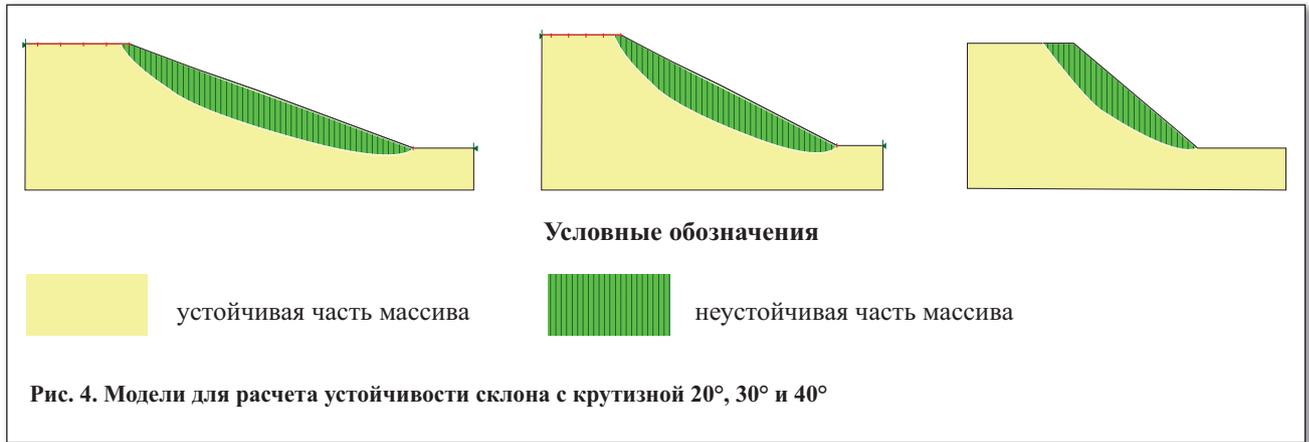


Рис. 4. Модели для расчета устойчивости склона с крутизной 20°, 30° и 40°

- 1) метод Ямбу (близкий аналог — метод горизонтальных сил Маслова-Берера), основанный на равновесии горизонтальных сил;
- 2) метод Бишопа (близкий аналог — метод Терцаги), основанный на равновесии моментов;
- 3) метод Morgenstern-Price (близкие аналоги — метод Спенсера, метод обобщенного предельного равновесия), основанный на равновесии сил и моментов.

Очевидно, что метод Morgenstern-Price является наиболее строгим из выбранных [4]. В связи с этим, в настоящей работе в качестве основных результатов принимаются результаты, полученные с использованием метода Morgenstern-Price. Также следует отметить, что методы Бишопа и Morgenstern-Price рассматриваются действующими нормативными техническими документами, например, СП 11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть II. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов» в качестве общепринятых.

Н. Morgenstern и В. Прайс разработали метод расчета устойчивости склонов на основе решения двух уравнений, одно из них удовлетворяет общему равновесию моментов, другое — общему равновесию горизонтальных сил [19]. Уравнения коэффициента устойчивости по Morgensternу и Прайсу в отношении равновесия моментов и равновесия горизонтальных сил имеют следующий вид:

В отношении моментов:

$$K_{уст-м} = \frac{\sum N_i \text{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum G_i x - \sum N_i f} \quad (1)$$

В отношении горизонтальных сил:

$$K_{уст-f} = \frac{\sum N_i \text{tg} \varphi_i \cos \alpha + \sum c_i l_i \cos \alpha}{\sum N_i \sin \alpha} \quad (2)$$

где  $c$  — сцепление,  $\varphi$  — угол внутреннего трения,  $N$  — нормальная реакция опоры,  $G$  — собственный вес,  $\alpha$  — крутизна склона.

В результате получается система из двух дифференциальных уравнений, для решения которой в методе Morgenstern и Прайса вводится упрощающее допущение, касающееся зависимости между касательными  $X$  и нормальными  $E$  составляющими сил взаимодействия:

$$X = E \lambda f(x) \quad (3)$$

где  $X$  — касательные составляющие сил взаимодействия;

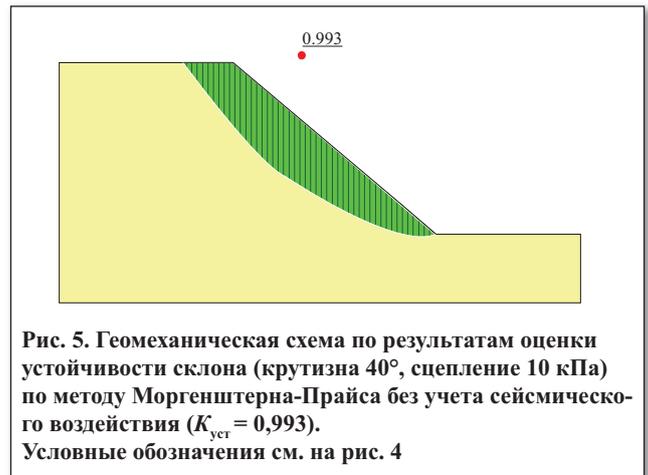


Рис. 5. Геомеханическая схема по результатам оценки устойчивости склона (крутизна 40°, сцепление 10 кПа) по методу Morgenstern-Price без учета сейсмического воздействия ( $K_{уст} = 0,993$ ). Условные обозначения см. на рис. 4

$E$  — нормальные составляющие сил взаимодействия;  $f(x)$  — вид функциональной зависимости между  $X$  и  $E$ ;  $\lambda$  — доля используемой функции.

В методе Morgenstern и Прайса функциональная зависимость между  $X$  и  $E$  может быть различной. Применение уравнения (3) делает задачу расчета устойчивости по методу Morgenstern и Прайса статически определенной.

Пример количественной оценки устойчивости склона, выполненной методом Morgenstern-Price без учета сейсмического воздействия для участка с крутизной поверхности 40°, плотностью грунтов 2,2 г/см<sup>3</sup>, углом внутреннего трения 28° и величиной сцепления 10 кПа показан на рис. 5.

**Расчет устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия на основе псевдостатического анализа**

При псевдостатическом анализе эффект от землетрясения моделируется путем введения дополнительной силы, определяемой следующим образом [16]:

$$F_{ch} = \frac{a_h}{g} \rho = K_{ch} \rho \quad (4)$$

$$F_{cv} = \frac{a_v}{g} \rho = K_{cv} \rho \quad (5)$$

где  $a_h$  — горизонтальное сейсмическое ускорение;  $a_v$  — вертикальное сейсмическое ускорение;  $g$  — ускорение свободного падения;  $\rho$  — удельный вес грунта;  $K_{ch}$  — горизонтальный коэффициент сейсмичности;  $K_{cv}$  — вертикальный коэффициент сейсмичности.

Значение горизонтального коэффициента сейсмичности принимается в соответствии с табл. 1. Расчет устой-

Таблица 1

Коэффициенты сейсмичности					
Сейсмическая балльность района	6	7	8	9	10
Отношение расчетного ускорения грунта $a_g$ , к ускорению силы тяжести (согласно СП 14.13330.2014)	0,05	0,1	0,2	0,4	0,8
Горизонтальный коэффициент сейсмичности, $K_{ch}$	0,025	0,05	0,1	0,2	0,4
Вертикальный коэффициент сейсмичности, $K_{cv}$	$\pm 0,008$	$\pm 0,017$	$\pm 0,033$	$\pm 0,067$	$\pm 0,13$

чивости склона выполнялся с учетом ожидаемого 8-балльного сейсмического воздействия по псевдостатической схеме анализа. В расчет закладывались величины горизонтального и вертикального сейсмического ускорения для 8-балльного землетрясения в соответствии с Еврокод 8 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий».

В соответствии с Еврокод 8 расчетные сейсмические силы инерции  $F_H$  и  $F_V$ , действующие на грунтовый массив, соответственно в горизонтальном и вертикальном направлении, при псевдостатическом анализе записываются в виде:

$$F_H = 0,5 \alpha \rho \quad (6)$$

где  $F_V = \pm 0,5 F_H$ , если  $a_{vg} / a_g > 0,6$ ;  $F_V = \pm 0,33 F_H$ , если  $a_{vg} / a_g \leq 0,6$ ;  $\alpha$  — отношение расчетного ускорения грунта  $a_g$  к ускорению силы тяжести;  $a_{vg}$  — расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;  $\rho$  — вес оползающего массива.

При определении направления горизонтальной сейсмической силы направление в сторону склона рассматривается как наиболее неблагоприятное (по Э.В. Калинин)<sup>1</sup>. При определении знака в формуле для расчета силы инерции, действующий в вертикальном направлении  $F_V$ , следует исходить из принципа наиболее неблагоприятного сочетания, т.е. знак выбирается такой, при котором коэффициент устойчивости склона будет меньше.

При количественной оценке устойчивости были приняты  $K_{ch} = 0,1$ ;  $K_{cv} = \pm 0,033$  (наиболее неблагоприятное направление вертикальной составляющей — вниз относительно склона). Геомеханическая схема с результатами оценки устойчивости склона на основе псевдостатического анализа приведена на рис. 6. Расчетная величина коэффициента устойчивости  $K_{уст}$  составила 0,788.

#### Расчет устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия на основе динамического анализа

При динамическом анализе расчет устойчивости склона основывается на использовании данных акселерограмм, что позволяет принимать во внимание фактическую продолжительность и интенсивность землетрясения. Решение задачи расчета устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия в GeoStudio осуществляется следующим образом. На начальном этапе на основе статического анализа определяется начальное поле напряжений, действующее в массиве грунтов. В дальнейшем на следующем этапе выполняется динамический анализ, позволяющий определить изменение напряжен-

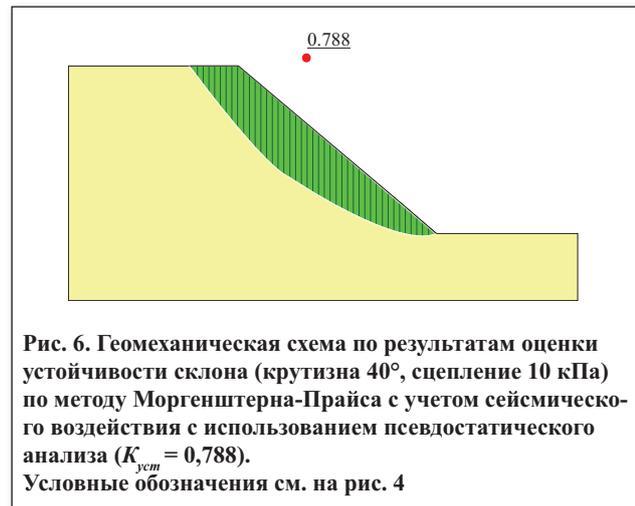


Рис. 6. Геомеханическая схема по результатам оценки устойчивости склона (крутизна 40°, сцепление 10 кПа) по методу Моргенштерна-Прайса с учетом сейсмического воздействия с использованием псевдостатического анализа ( $K_{уст} = 0,788$ ). Условные обозначения см. на рис. 4

но-деформированного состояния массива при прохождении сейсмических волн.

В основе динамического анализа лежит конечно-элементное решение уравнения движения следующего вида:

$$[K]\{d\} + [D]\{v\} + [M]\{a\} = \{F\} \quad (7)$$

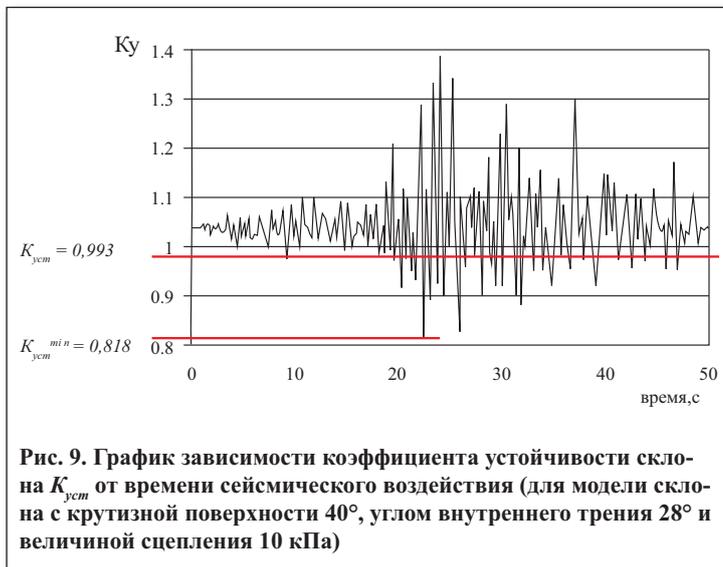
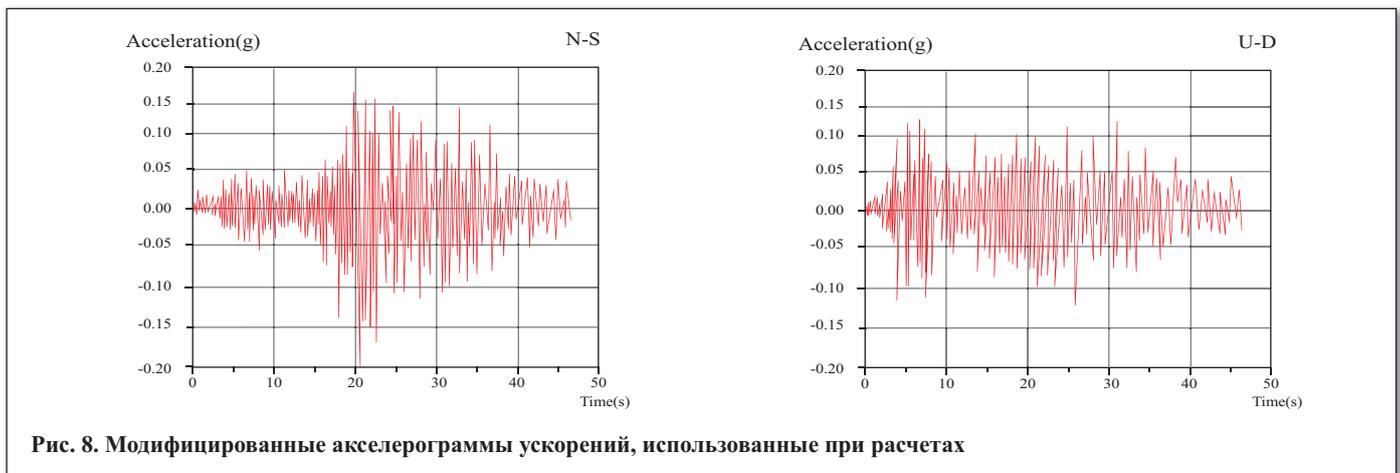
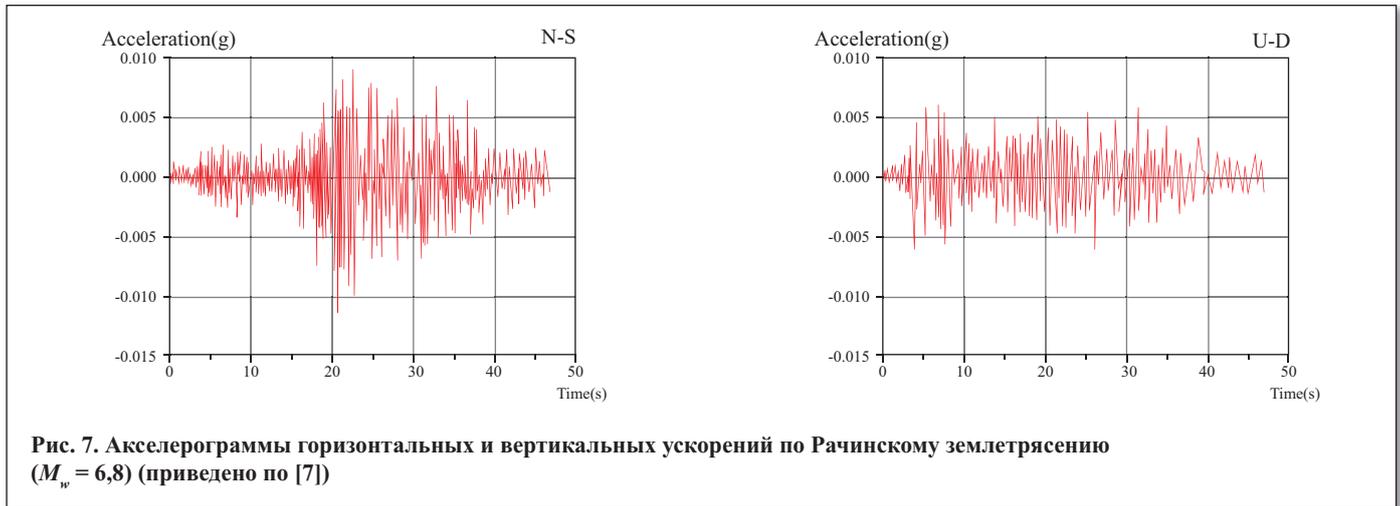
где  $d$  — смещение;  $v$  — скорость;  $a$  — ускорение;  $[K]$  — матрица жесткости;  $[D]$  — матрица затухания колебаний;  $[M]$  — матрица масс;  $\{F\}$  — вектор узловых сил.

R. W. Jibson было предложено два метода выбора акселерограммы при выполнении динамического анализа [11]:

- 1) увеличение (scaling) ускорения реальной акселерограммы до требуемого ускорения;
- 2) использование одного или нескольких циклов искусственного ускорения с импульсами прямоугольной, треугольной или синусоидальной формы.

При выполнении расчетов в рамках настоящих исследований был выбран метод увеличения ускорения реальной акселерограммы. Для расчета устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия на основе динамического анализа были использованы модифицированные данные по Рачинскому землетрясению ( $M_w = 6,8$ ), произошедшего 29.04.1991 г. В данном регионе это последнее сильное землетрясение. Запись была сделана на станции Аханкалаки [10]. Оригинальные акселерограммы приведены на рис. 7. В соответствии с положениями СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах» за исходные амплитудные характеристики колебаний грунта принимаются ускорения — 200 см/с<sup>2</sup> при сейсмичности 8 баллов. Поэтому горизонтальная акселерограмма была модифицирована путем увеличения пика горизонтального ускорения до

<sup>1</sup> Калинин, Э.В., 2006. Инженерно-геологические расчеты и моделирование. Изд-во МГУ, М.



0,2 g. Следует отметить, что в среде GeoStudio модель является двухмерной. В связи с этим для расчета была выбрана акселерограмма по направлению север-юг. Также при анализе была модифицирована вертикальная акселерограмма (пик горизонтального ускорения увеличен до 0,13 g). Акселерограммы после модифицирования, использованные при расчетах, приведены на рис. 8.

Зависимость коэффициента устойчивости склона ( $K_{уст}$ ) от времени сейсмического воздействия показана на графике, приведенном на рис. 9. В период сейсмического воздействия для склона крутизной  $40^\circ$ , слагаемого вы-

ветрелыми разностями аргиллитов (сцепление 10 кПа, угол внутреннего трения  $28^\circ$ ), минимальное значение коэффициента устойчивости  $K_{уст}^{min}$  составило 0,818, что ниже коэффициента устойчивости, полученного для статических условий ( $K_{уст} = 0,993$ ), но выше коэффициента устойчивости, полученного с использованием псевдостатического анализа с учетом сейсмического воздействия ( $K_{уст} = 0,788$ ).

#### Расчет устойчивости склона при сейсмическом воздействии с использованием метода Ньюмарка

Метод Ньюмарка позволяет выполнять оценку динамической устойчивости склона, определяемой количественно как критическое пороговое ускорение основания (оползневого массива), необходимое для преодоления силы трения покоя и начала движения [20]. Согласно подходу Ньюмарка предполагается, что развитие оползневых смещений начинается тогда, когда ускорение, вызванное сейсмическим воздействием, превышает величину критического ускорения. График зависимости  $K_{уст}$  от осредненной величины сейсмического ускорения, полученный в программном комплексе GeoStudio для рассматриваемого модельного склона (крутизна поверхности  $40^\circ$ , угол внутреннего трения  $28^\circ$ , сцепление 10 кПа), приведен на рис. 10. С помощью представленного графика можно оценить критическое ускорение, соответствующее условию предельного равновесия ( $K_{уст} = 1,00$ ). Если ускорение превышает величину критического ускорения, то начинается развитие оползневых деформаций. Для рассматриваемых условий критическое ускорение  $a_y$  составляет 0,0228g.

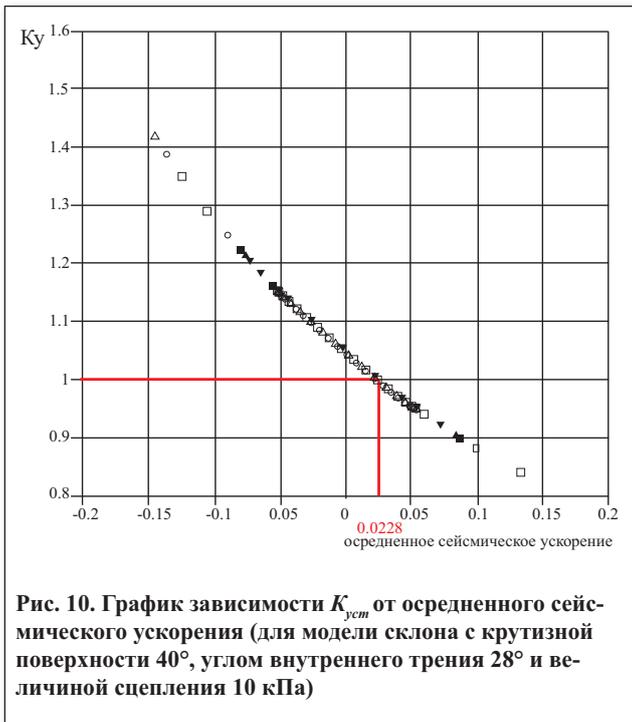


Рис. 10. График зависимости  $K_{уст}$  от осредненного сейсмического ускорения (для модели склона с крутизной поверхности  $40^\circ$ , углом внутреннего трения  $28^\circ$  и величиной сцепления  $10 \text{ кПа}$ )

Следует отметить, что модель Ньюмарка приемлема только при определенных обстоятельствах. Эта процедура идеально применима для случаев с нулевой или небольшой изменчивостью прочностных свойств грунтов при динамическом воздействии.

График зависимости осредненной акселерограммы, скорости и деформации склона от времени сейсмического воздействия по методу Ньюмарка приведен на рис. 11. По результатам расчета, выполненного по методу Ньюмарка, величина деформации склона с учетом акселерограммы составила  $603 \text{ мм}$ . Обобщение деформаций склона с различными уклонами и величинами показателя сцепления по методу Ньюмарка приведено в табл. 2.

В настоящее время в Российской Федерации в нормативных технических документах, регламентирующих изучение оползневых и оползнеопасных склонов в условиях сейсмического воздействия, полностью отсутствуют критерии оценки критических величин склоновых деформаций при анализе активизации оползневых смещений сейсмогенного характера, что является безусловным пробелом. Лишь только в единичных работах затрагивается проблема взаимосвязи величин оползневых смещений при сейсмическом воздействии [5, 8]. В связи с этим следует обратиться к международной практике, в первую очередь, работам американских специалистов, рассматривающих эту проблему.

Н.В. Seed указывает, что деформации склона менее  $1 \text{ м}$  приемлемы для отдельных сооружений [22]. G.F. Wieszorek с соавторами в качестве критической величины деформаций оползневого склона (на примере округа San Mateo в Калифорнии) предложил принять  $50 \text{ мм}$  в качестве критической величины склоновых деформаций [24]. D.K. Keefer для условий южной Калифорнии в качестве критического значения деформаций на оползневом склоне использует величину в  $100 \text{ мм}$  [14]. R.W. Jibson принимает величину  $50\text{--}100 \text{ мм}$  в качестве критического значения оползневых деформаций для оползневого склона в долине Миссисипи [12]. Руководством по оценке и снижению сейсмической опасности в Калифорнии устанавливается, что деформации  $0\text{--}100 \text{ мм}$  вряд ли мо-

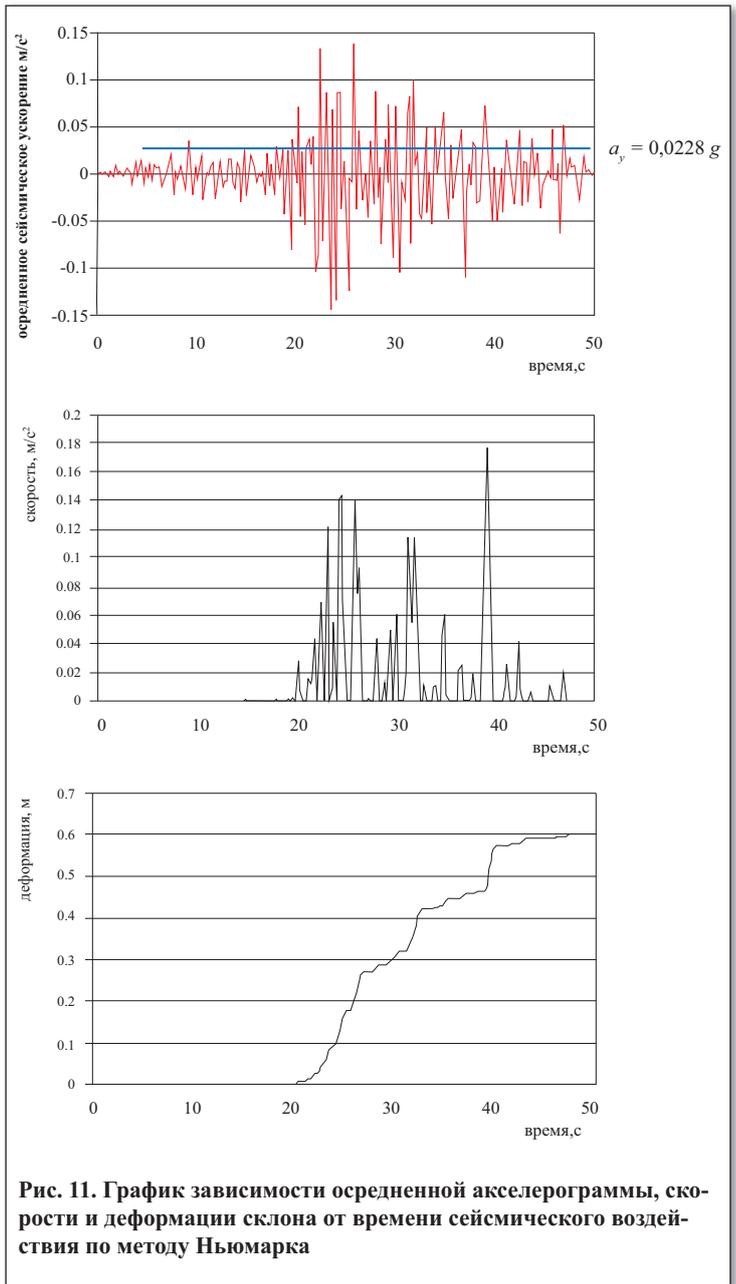


Рис. 11. График зависимости осредненной акселерограммы, скорости и деформации склона от времени сейсмического воздействия по методу Ньюмарка

гут вызвать потерю устойчивости склона, деформации от  $100 \text{ мм}$  до  $1000 \text{ мм}$  могут способствовать потере устойчивости склона, а при деформациях свыше  $1000 \text{ мм}$  склон является неустойчивым [10]. Вместе с тем в рекомендациях по проектированию транспортной инфраструктуры отмечается, что приемлемая величина деформации зависит от конкретных ситуаций [18]. Таким образом, можно сделать вывод о том, что в настоящее время в мировой инженерно-геологической практике еще не выработаны четкие подходы к оценке деформаций склона, которые следует характеризовать как критические для активизации оползневых смещений. На практике в большинстве случаев применяется «приведенный»  $K_{уст}$  как критерий устойчивости склона. Проведем оценку этого показателя на примере рассматриваемой территории.

#### Расчет устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия с использованием 0.65-метода (КНР)

В Китае в практике количественной оценки устойчивости склона в районах с возможным сейсмическим воздействием псевдостатический анализ используется намного чаще, чем

Расчетные величины деформаций склонов с различными уклонами и величинами показателя сцепления (по методу Ньюмарка)				
Условия	C, кПа			
	10	15	20	25
Деформация склона крутизной 20°	0 мм	0 мм	0 мм	0 мм
Деформация склона крутизной 30°	3,6 мм	0 мм	0 мм	0 мм
Деформация склона крутизной 40°	603 мм	2,5 мм	1,6 мм	0 мм

Количественная оценка устойчивости склона в различных условиях					
Коэффициент устойчивости	Крутизна	C (кПа)			
		10	15	20	25
Без учета сейсмического воздействия	20°	1,824	1,945	2,057	2,166
	30°	1,243	1,352	1,457	1,540
	40°	0,993	1,038	1,123	1,215
По результатам псевдостатического анализа	20°	1,385	1,480	1,566	1,648
	30°	1,016	1,108	1,191	1,262
	40°	0,788	0,877	0,948	1,023
По результатам динамического анализа (0.65-метод)	20°	1,501	1,613	1,721	1,821
	30°	1,029	1,117	1,200	1,277
	40°	0,879	0,972	1,021	1,097
По результатам динамического анализа (минимальное значение — $K_{уст}^{min}$ )	20°	1,327	1,434	1,540	1,635
	30°	0,913	0,991	1,062	1,136
	40°	0,818	0,937	0,966	1,034
По результатам динамического анализа (средненное значение — $K_{уст}^{cp}$ )	20°	1,852	1,972	2,085	2,190
	30°	1,339	1,424	1,515	1,599
	40°	1,043	1,199	1,214	1,298

динамический анализ. Однако в настоящее время активно проводится изучение применимости динамического анализа при оценке устойчивости склонов в условиях сейсмического воздействия. Вместе с тем одним из нерешенных вопросов, препятствующих более широкому внедрению динамического анализа в практику расчетов устойчивости склонов, является проблема сопоставления величин  $K_{уст}$ , получаемых в рамках различных методов анализа и их модификаций.

C. Su с соавторами предложил рассматривать в качестве результирующего  $K_{уст}$  при выполнении динамического анализа значение минимального  $K_{уст}^{min}$  [23]. Для рассматриваемого участка (для склона крутизной 40°, при сцеплении грунтов 10 кПа) эта величина  $K_{уст}^{min}$  составляет 0,818 (см. рис. 9).

Y. Li с соавторами в качестве результирующего  $K_{уст}$  при выполнении динамического анализа рассматривает среднее значение полученного  $K_{уст}$  [16]. Для анализируемого участка (для склона крутизной 40°, при сцеплении 10 кПа) был получен  $K_{уст}^{cp} = 1,043$ , что, очевидно, неверно характеризует устойчивость склона при сейсмическом воздействии.

H. Liu предложил 0.65-метод, который преобразовывает минимальные величины  $K_{уст}^{min}$ , полученные при выполнении динамического анализа [17]. Сущность предложенного подхода заключается в следующем. Очевидно, что при сейсмическом воздействии  $K_{уст}$  является пере-

менной величиной, изменяясь от минимальных значений коэффициента устойчивости ( $K_{уст}^{min}$ ) до максимальных величин (при направлении вертикальной составляющей вверх) (см. рис. 9). В то же время, в статических условиях (т.е. без сейсмического воздействия) развитие оползневых смещений определяется коэффициентом устойчивости  $K_{уст}$ . Предполагая, что нарушение устойчивости склона не обязательно происходит мгновенно при приложении сейсмической загрузки, предлагается принять, что  $(K_{уст} - K_{уст}^{min})$  составляет 0,65 статического коэффициента устойчивости, отражая отклонение коэффициента устойчивости при сейсмическом воздействии от коэффициента устойчивости статических условий. Иными словами, полученные величины минимального коэффициента устойчивости  $K_{уст}^{min}$ , рассчитанного при динамическом анализе, и значения коэффициента устойчивости  $K_{уст}$ , рассчитанные при статическом анализе, могут быть использованы для получения приведенного коэффициента устойчивости  $K_{уст}^{дин}$  при выполнении динамического анализа по формуле следующего вида:

$$K_{уст}^{дин} = K_{уст} - 0,65 \times (K_{уст} - K_{уст}^{min}) \quad (8)$$

Для рассматриваемого склона (крутизна 40°, сцепление грунтов 10 кПа) расчетная величина  $K_{уст}$  для стати-

ческих условий составляет 0,993, минимальное расчетное значение  $K_{уст}^{min}$  при динамическом анализе составляет 0,818, тогда приведенный  $K_{уст}^{дин}$  будет равен 0,879.

### Количественная оценка устойчивости склона в различных условиях (с различной крутизной и показателями сцепления).

#### Обсуждение результатов

Результаты количественной оценки устойчивости склона на рассматриваемом участке в различных условиях (с различной крутизной поверхности и показателями сцепления), полученные с использованием различных методов учета сейсмического воздействия приведены в табл. 3. На рис. 12, 13 и 14 представлены графики зависимости расчетных величин коэффициента устойчивости от показателей прочностных характеристик (сцепление) аргиллитов для склонов различной крутизны. Из таблицы и представленных рисунков видно, что значение прочностных характеристик (сцепление) оказывает прямое влияние на устойчивость склонов на рассматриваемой территории (чем выше сцепление грунтов, тем выше значение коэффициента устойчивости, независимо от крутизны склона).

На рис. 12, 13 и 14 хорошо видно, что усредненное значение полученного  $K_{уст}^{cp}$  (оранжевый пунктир) в качестве результирующего значения  $K_{уст}$  при динамическом анализе неверно характеризует состояние склона, так как расчетная величина  $K_{уст}^{cp}$  даже выше значений статического  $K_{уст}$ . Иными словами, при использовании подхода, базирующегося на принятии в качестве результирующей  $K_{уст}$  при динамическом анализе на основе усреднения полученных значений  $K_{уст}$  (по Y. Li [16]), склон в условиях сейсмического воздействия оказывается более устойчивым, чем при асейсмических условиях (т.е. без сейсмического воздействия), что, очевидно, противоречит имеющимся научным фактам.

Считая, что нарушение устойчивости склона не обязательно происходит при мгновенном приложении сейсмической нагрузки, минимальный  $K_{уст}^{дин}$  (фиолетовый пунктир) как результирующий  $K_{уст}$ , получаемый при динамическом анализе, оказался слишком консервативным. В результате этого для обеспечения устойчивости склона потребуются более значительные экономические затраты. По сравнению с вышеперечисленными подходами итоговые оценки, полученные с использованием 0.65-метода, оказываются более реалистичными и более сопоставимыми с результатами оценок устойчивости, получаемых при использовании псевдостатического анализа. Следует отметить, что для отдельных вариантов рассматриваемых условий (при крутизне склона равной 30°) количественные оценки устойчивости склонов, полученные с использованием динамического анализа с применением 0.65-метода и полученные при псевдостатическом анализе, практически совпадают.

Дополнительно был проведен анализ влияния крутизны склонов на величину коэффициента устойчивости. Оценка влияния крутизны склонов на их устойчивость проводилась без учета сейсмического воздействия. Графики зависимости  $K_{уст}$  от крутизны склона, слагаемых грунтами, для которых характерны величины сцепления 10 кПа и 20 кПа, приведены на рис. 15. Полученные результаты являются очевидными — чем больше крутизна склона, тем ниже его устойчивость. Это подтверждает

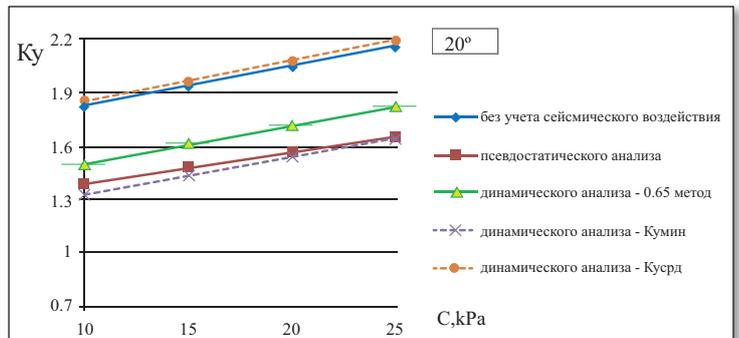


Рис. 12. Зависимости  $K_{уст}$  от прочностных характеристик аргиллитов (сцепление) для склонов крутизной 20°

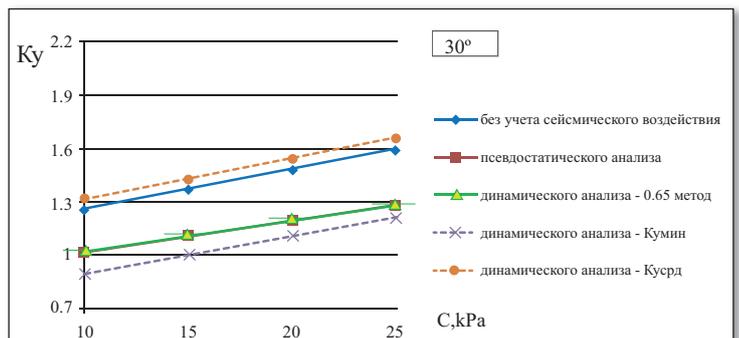


Рис. 13. Зависимости  $K_{уст}$  от прочностных характеристик аргиллитов (сцепление) для склонов крутизной 30°

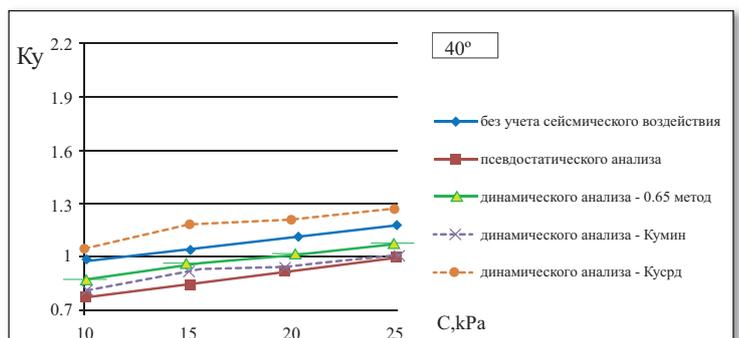


Рис. 14. Зависимости  $K_{уст}$  от прочностных характеристик аргиллитов (сцепление) для склонов крутизной 40°

корректность подходов к оценке устойчивости склона, рассмотренных выше.

На рис. 16 приведено распределение коэффициентов устойчивости склона по результатам статического, псевдостатического и динамического анализов. Полученные результаты показывают, что в естественных условиях, когда крутизна склона более 40°, склон, слагаемый грунтами, для которых характерно сцепление в 10 кПа и ниже, неустойчив. Для более пологих поверхностей без сейсмического воздействия склон сохраняет устойчивость. При сейсмичности 8 баллов склон с крутизной более 40°, слагаемый грунтами со сцеплением менее 18 кПа, является неустойчивым.

### Заключение

Формирование и развитие оползней в сейсмоактивных районах происходит под влиянием комплекса факторов (рельеф, метеоклиматические условия, свойства грунтов,

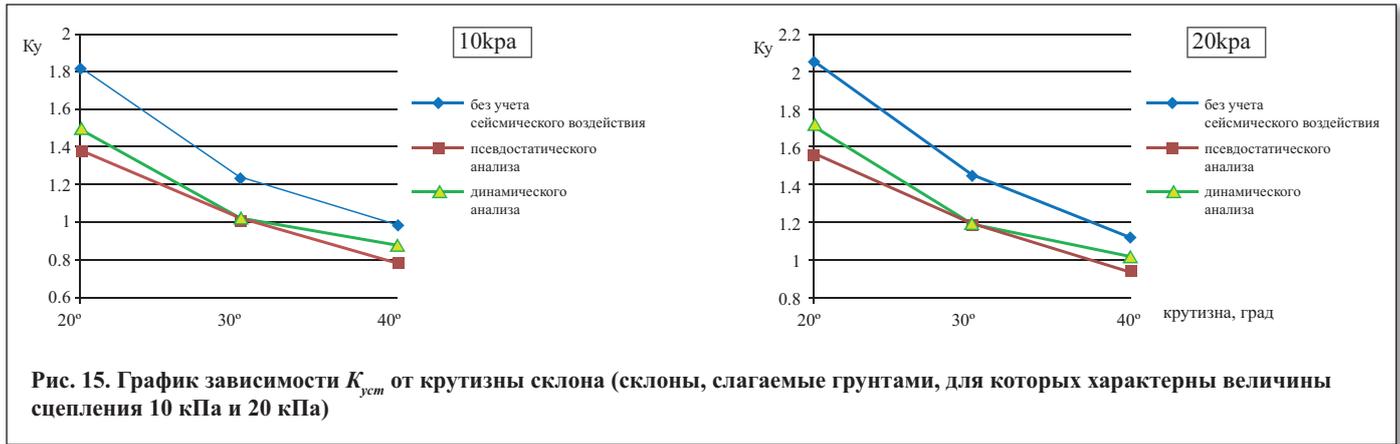


Рис. 15. График зависимости  $K_{уст}$  от крутизны склона (склоны, слагаемые грунтами, для которых характерны величины сцепления 10 кПа и 20 кПа)

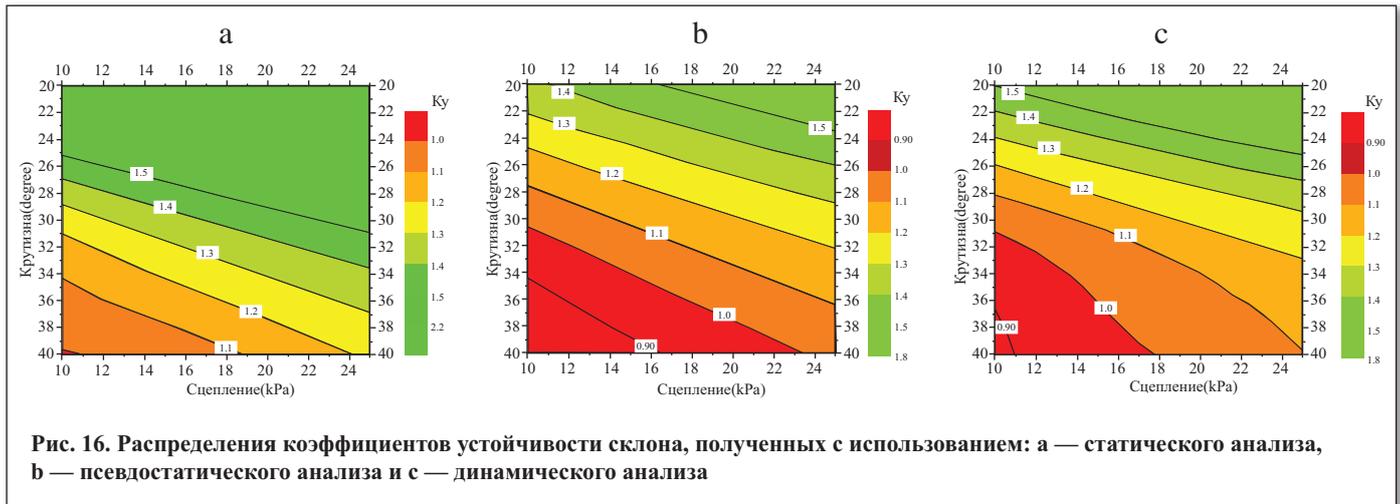


Рис. 16. Распределения коэффициентов устойчивости склона, полученных с использованием: а — статического анализа, б — псевдостатического анализа и с — динамического анализа

формирующих склоновый массив), а также под влиянием сейсмических воздействий. Сейсмическое воздействие при количественной оценке устойчивости склонов может быть оценено как на основе псевдостатического анализа, так и с применением динамического анализа, учитывая величины ожидаемых сейсмических ускорений.

Однако при динамическом анализе устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия, полученные величины минимального  $K_{уст}^{min}$  и среднего  $K_{уст}^{cp}$  представляются нереалистичными. Количественные оценки устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия, полученные при динамическом анализе с применением 0.65-метода, сопоставимы с результатами оценок устойчивости, полученными при использовании псевдостатического анализа, и являются более реалистичными. Однако по сравнению с итоговыми оценками, выполненными с применением псевдостатического анализа, результаты по 0.65-методу оказываются более обоснован-

ными, благодаря учету акселерограмм, что позволяет принимать во внимание фактические величины сейсмических ускорений.

Выполненные количественные оценки устойчивости склонов для рассматриваемого участка северного склона хр. Аибга показывают, что в естественных условиях, когда крутизна поверхности составляет более  $40^\circ$ , склоны, слагаемые аргиллитами со сцеплением 10 кПа и ниже (характерно для выветрелых разностей), неустойчивы. На более пологих поверхностях без сейсмического воздействия склоны сохраняют устойчивость. При сейсмическом воздействии с интенсивностью в 8 баллов склоны с крутизной более  $40^\circ$ , слагаемые грунтами, для которых характерны величины сцепления менее 18 кПа, являются неустойчивыми. Полученные результаты показывают необходимость проведения мероприятий по инженерной защите выявленных потенциально неустойчивых склонов на рассматриваемой территории северного склона хр. Аибга. 🌐

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аверин, И.В., Зеркаль, О.В., Самарин, Е.Н., 2014. Принципы организации мониторинга оползневых процессов на участках возведения ответственных сооружений и комплексирование методов инструментальных наблюдений склоновых деформаций. Современные проблемы инженерной геодинамики, Сборник Юбилейной конференции, посвященной 100-летию со дня рождения проф. Г.С. Золотарева, Москва, 2014, с. 153–160.
2. Зеркаль, О.В., 2013. Закономерности распределения современных природных геологических процессов. В кн. под ред. В.Т. Трофимова, Э.В. Калинина, Инженерная геология России. Т. 2. Инженерная геодинамика территории России. КДУ, М., с. 674–696.
3. Зеркаль, О.В., Фоменко, И.К., 2016. Влияние различных факторов на результаты вероятностного анализа активизации оползневых процессов. Инженерная геология, № 1, с. 16–21. DOI: 10.25296/1993-5056-2016-1-16-21.

4. Рогожин, Е.А., Овсяченко, А.Н., Шварев, С.В., Лутиков, А.И., Новиков, С.С., 2008. Оценка уровня сейсмической опасности района Большого Сочи в связи со строительством олимпийских объектов. *Геориск*, № 4, с. 6–12.
5. Родкин, М.В., Никонов, А.А., Шварев, С.В., 2012. Оценка величин сейсмических воздействий по нарушениям и смещениям в скальных массивах. *Геодинамика и тектонофизика*, т. 3, № 3, с. 203–237. DOI: 10.5800/GT-2012-3-3-0072.
6. Самарин, Е.Н., Зеркаль, О.В., Пономарев, А.Н., Пономарев, А.Н., Кравченко, Н.С., 2016. Стабилизация оползневых склонов, сложенных тонкоплитчатыми аргиллитами, суспензионными растворами. *Инженерная геология Северо-Западного Кавказа и Предкавказья: современное состояние и основные задачи*, Материалы III региональной научно-практической конференции, Краснодар, 2016, с. 224–228.
7. Фоменко, И.К., Захаров, Р.Г., Самаркин-Джарский, К.Г., Сироткина, О.Н., 2009. Учет сейсмического воздействия при расчете устойчивости склонов (на примере Краснополянского геодинамического полигона). *Геориск*, № 4, с. 50–55.
8. Aptikaev, F., Ananyin, I., Erteleva, O., Rogozhin, E., Sherman, S., Berzhinsky, Y., Pavlenov, V., Eisenberg, J.J., Shestoporov, G., Klyachko, M., 2006. Project of Russian Seismic Intensity Scale RIS-04. Proc. of First European conference on earthquake engineering and seismology, Geneva, 2006, vol. 10, paper number 1291, pp. 5–38.
9. Corominas, J., Martínez-Bofill, J., Soler, A., 2015. A textural classification of argillaceous rocks and their durability. *Landslides*, vol. 12, no. 4, pp. 669–687.
10. Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California, 2008. California Department of Conservation, California Geological Survey, Special Publication 117A.
11. Jibson, R.W., 1993. Predicting earthquake induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Record*. Transportation Research Board, Washington, no. 1411, pp. 9–17.
12. Jibson, R.W., Keefer, D.K., 1993. Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the New Madrid seismic zone. *Geological Society of America Bulletin*, vol. 105, no. 4, pp. 521–536.
13. Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, vol. 95, no. 4, pp. 406–421.
14. Keefer, D.K., Wilson, R.C., 1989. Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. *Landslides in a semi-arid environment*, Inland Geological Society, Riverside, California, vol. 2, pp. 118–149.
15. Krahn, J., 2007. Stability modeling with SLOPE/W. An engineering methodology, 3rd edition. GEO-SLOPE International Ltd., Calgary.
16. Li, Y., Gao, G., Li, T., 2006. Analysis of earthquake response and stability evaluation for transverse slope at second tunnel portal. *Chinese Journal of Underground Space Engineering*, vol. 2, no. 5, pp. 738–743. (In Chinese).
17. Liu, H., Fei, K., Gao, Y., 2003. Time history analysis method of slope seismic stability. *Rock and Soil Mechanics*, vol. 24, no. 4, pp. 553–556. (In Chinese).
18. Kavazanjian, E. (Jr.), Wang, J.-N.J., Martin, G.R., Shamsabadi, A., Lam, I., Dickenson, S.E., Hung, C.J., 2011. LRFD seismic analysis and design of transportation geotechnical features and structural foundations. National Highway Institute, Washington.
19. Morgenstern, N.R., Price, V.E., 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, vol. 15, no. 1, pp. 79–93.
20. Newmark, N., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, vol. 15, no. 2, pp. 139–160.
21. Ponomarev, A.A., Zerkal, O.V., Samarina, E.N., 2017. Protection of the transport infrastructure from influence of landslides by suspension grouting. *Procedia Engineering*, vol. 189, no. C, pp. 879–884. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.05.137.
22. Seed, H.B., 1979. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfall dams. *Geotechnique*, vol. 29, no. 3, pp. 215–263.
23. Su, C., Li, J., Ren, Q., 2003. FEM-based dynamic stability analysis of abutment for high arch dams. *Journal of Hehai University (Natural Sciences)*, vol. 31, no. 2, pp. 144–147. (In Chinese).
24. Wiczorek, G.F., Wilson, R.C., Harp, E.L., 1985. Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County, California. *Miscellaneous Investigations Map*, 1-1257-E, U.S. Geological Survey.
25. Zerkal, O.V., Kalinin, E.V., Panasyan, L.L., 2015. The formation and distribution of stress concentration zones in heterogeneous rock masses with slopes. In G. Lollino, A. Manconi, J. Clague, W. Shan, M. Chiarle (eds.), *Engineering geology for society and territory*. Vol. 2. Landslide Processes. Springer, pp. 1251–1254. DOI: 10.1007/978-3-319-09057-3\_219

## REFERENCES

1. Averin, I.V., Zerkal, O.V., Samarina, E.N., 2014. Principles of landslide monitoring processes in the areas of important buildings construction and integration of instrumental observation methods of the slope deformations. *Modern Problems of Engineering Geodynamics*, Collection of the Anniversary Conference, dedicated to the 100th anniversary of the birth of prof. G.S. Zolotarev, Moscow, 2014, pp. 153–160. (In Russ.).
2. Zerkal O.V., 2013. Regularities of distribution of modern natural geological processes. In V.T. Trofimov, E.V. Kalinin (eds.), *Engineering Geology of Russia*. Vol. 2. Engineering geodynamics of the territory of Russia. KDU, Moscow, pp. 674–696. (In Russ.).
3. Zerkal, O.V., Fomenko, I.K., 2016. Influence of various factors on the results of probabilistic analysis of landslide activation. *Engineering Geology*, no. 1, pp. 16–21. DOI: 10.25296/1993-5056-2016-1-16-21. (In Russ.).
4. Rogozhin, E.A., Ovsyuchenko, A.N., Shvarev, S.V., Lutikov, A.I., Novikov, S.S., 2008. Assessment of seismic hazard in Bolshoy Sochi region in connection with the construction of Olympic facilities. *Georisk*, no. 4, pp. 6–12. (In Russ.).

5. Rodkin, M.V., Nikonov, A.A., Shvarev, S.V. Seismic impact estimation from data on deformations and displacements in rock massifs. *Geodynamics & Tectonophysics*, vol. 3, no. 3, pp. 203–237. DOI: 10.5800/GT-2012-3-3-0072. (In Russ.).
6. Samarin, E.N., Zerkal, O.V., Ponomarev, An.Al., Ponomarev, Al.An., Kravchenko, N.S., 2016. Stabilization of landslide slopes formed of thin-clayed argillites, suspension solutions. *Engineering Geology of North-West Caucasus and pre-Caucasus: Current State and Main Tasks*, Materials of the III Regional Scientific and Practical conference, Krasnodar, 2016, pp. 224–228. (In Russ.).
7. Fomenko, I.K., Zakharov, R.G., Samarkin-Dzharskiy, K.G., Sirotkina, O.N., 2009. Consideration of seismic effects in the calculation of slope stability: a case study of Krasnopolyansky geodynamic test site. *Georisk*, no. 4, pp. 50–55. (In Russ.).
8. Aptikaev, F., Ananyin, I., Erteleva, O., Rogozhin, E., Sherman, S., Berzhinsky, Y., Pavlenov, V., Eisenberg, J.J., Shestoporov, G., Klyachko, M., 2006. Project of Russian Seismic Intensity Scale RIS-04. *Proc. of First European conference on earthquake engineering and seismology*, Geneva, 2006, vol. 10, paper number 1291, pp. 5–38.
9. Corominas, J., Martínez-Bofill, J., Soler, A., 2015. A textural classification of argillaceous rocks and their durability. *Landslides*, vol. 12, no. 4, pp. 669–687.
10. Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California, 2008. California Department of Conservation, California Geological Survey, Special Publication 117A.
11. Jibson, R.W., 1993. Predicting earthquake induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Record*. Transportation Research Board, Washington, no. 1411, pp. 9–17.
12. Jibson, R.W., Keefer, D.K., 1993. Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the New Madrid seismic zone. *Geological Society of America Bulletin*, vol. 105, no. 4, pp. 521–536.
13. Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, vol. 95, no. 4, pp. 406–421.
14. Keefer, D.K., Wilson, R.C., 1989. Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. *Landslides in a semi-arid environment*, Inland Geological Society, Riverside, California, vol. 2, pp. 118–149.
15. Krahn, J., 2007. *Stability modeling with SLOPE/W. An engineering methodology*, 3rd edition. GEO-SLOPE International Ltd., Calgary.
16. Li, Y., Gao, G., Li, T., 2006. Analysis of earthquake response and stability evaluation for transverse slope at second tunnel portal. *Chinese Journal of Underground Space Engineering*, vol. 2, no. 5, pp. 738–743. (In Chinese).
17. Liu, H., Fei, K., Gao, Y., 2003. Time history analysis method of slope seismic stability. *Rock and Soil Mechanics*, vol. 24, no. 4, pp. 553–556. (In Chinese).
18. Kavazanjian, E. (Jr.), Wang, J.-N.J., Martin, G.R., Shamsabadi, A., Lam, I., Dickenson, S.E., Hung, C.J., 2011. *LRFD seismic analysis and design of transportation geotechnical features and structural foundations*. National Highway Institute, Washington.
19. Morgenstern, N.R., Price, V.E., 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, vol. 15, no. 1, pp. 79–93.
20. Newmark, N., 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, vol. 15, no. 2, pp. 139–160.
21. Ponomarev, A.A., Zerkal, O.V., Samarin, E.N., 2017. Protection of the transport infrastructure from influence of landslides by suspension grouting. *Procedia Engineering*, vol. 189, no. C, pp. 879–884. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.05.137.
22. Seed, H.B., 1979. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfall dams. *Geotechnique*, vol. 29, no. 3, pp. 215–263.
23. Su, C., Li, J., Ren, Q., 2003. FEM-based dynamic stability analysis of abutment for high arch dams. *Journal of Hehai University (Natural Sciences)*, vol. 31, no. 2, pp. 144–147. (In Chinese).
24. Wieczorek, G.F., Wilson, R.C., Harp, E.L., 1985. Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County, California. *Miscellaneous Investigations Map, 1-1257-E*, U.S. Geological Survey.
25. Zerkal, O.V., Kalinin, E.V., Panasyan, L.L., 2015. The formation and distribution of stress concentration zones in heterogeneous rock masses with slopes. In G. Lollino, A. Manconi, J. Clague, W. Shan, M. Chiarle (eds.), *Engineering geology for society and territory*. Vol. 2. *Landslide Processes*. Springer, pp. 1251–1254. DOI: 10.1007/978-3-319-09057-3\_219.

## CAPTIONS TO FIGURES

Fig. 1. The study site: a — general scheme of location (by Google Earth), b — location of the study site under investigation in the lower part of the northern slope of the Aibga ridge

Fig. 2. Map of the slopes of the surface of the section of the northern slope of the Ridge Aibga

Fig. 3. Histogram distribution of surfaces of different slope

Fig. 4. Models of slope angle 20°, 30° и 40° for slope stability assessment

Fig. 5. Geomechanical scheme based on the results of the slope stability assessment (slope angle 40°, cohesion 10 kPa) by the Morgenstern-Price method without considering the seismic effect ( $F_s = 0,993$ ). For the notation, see Fig. 4

Fig. 6. Geomechanical scheme based on the results of the slope stability assessment (slope angle 40°, cohesion 10 kPa) by Morgenstern-Price method with pseudostatic analysis ( $F_s = 0,788$ ). For the notation, see Fig. 4

Fig. 7. Accelerograms of horizontal and vertical acceleration in the Rachinskii earthquake ( $M_w = 6,8$ ) (from [7])

Fig. 8. Modified Accelerograms of Accelerations applied in calculation

Fig. 9. Graph of the dependence of the safety factors of the slope on the time of seismic action (for the model of slope angle  $40^\circ$ , an internal friction angle  $28^\circ$ , cohesion 10 kPa)

Fig. 10. Graph of the dependence on the averaged seismic acceleration (for the model of slope angle  $40^\circ$ , an internal friction angle  $28^\circ$ , cohesion 10 kPa)

Fig. 11. Graph of the dependence of the averaged accelerogram, velocity and deformation of the slope on the time of seismic action by the Newmark method

Fig. 12. Dependences of the safety factor to argillite cohesion for the slopes with angle  $20^\circ$

Fig. 13. Dependences of the safety factor to argillite cohesion for the slopes with angle  $30^\circ$

Fig. 14. Dependences of the safety factor to argillite cohesion for the slopes with angle  $40^\circ$

Fig. 15. Graph of the dependence of the safety factor to slope angles (slopes with cohesion 10 kPa and 20 kPa)

Fig. 16. Distribution of safety factors in a — static analysis, b — pseudostatic analysis, c — dynamic analysis

## CAPTIONS TO TABLES

Table 1. Seismic coefficients

Table 2. The calculated values of slope deformation with different slopes angles and values of the cohesions (according to the Newmark method)

## ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

### КАН К.

Аспирант кафедры инженерной и экологической геологии геологического факультета Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия

### ЗЕРКАЛЬ О.В.

Заведующий лабораторией инженерной геодинамики и обоснования инженерной защиты территорий, ведущий научный сотрудник кафедры инженерной и экологической геологии геологического факультета Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова, к.г.-м.н., г. Москва, Россия

### ФОМЕНКО И.К.

Профессор кафедры инженерной геологии гидрогеологического факультета Российского государственного геологоразведочного университета им. С. Орджоникидзе (МГРИ-РГГРУ), д.г.-м.н., г. Москва, Россия

### ПОНОМАРЕВ АН. АЛ.

Аспирант кафедры инженерной и экологической геологии геологического факультета Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Россия

## INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

### KANG K.

Postgraduate student of the Department of Engineering and Ecological Geology, Faculty of Geology, Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia

### ZERKAL O.V.

Head of the Laboratory of Engineering Geodynamics and Substantiation of Engineering Protection of Territories, Leading researcher of the Department of Engineering and Ecological Geology, Faculty of Geology, Lomonosov Moscow State University, PhD (Candidate of Science in Geology and Mineralogy), Moscow, Russia

### FOMENKO I.K.

Professor of the Department of Engineering Geology, Faculty of Hydrogeology, Russian State Geological Prospecting University name Sergo Ordzhonikidze (MGRI-RSGPU), DSc (Doctor of Science in Geology and Mineralogy), Moscow, Russia

### PONOMAREV AN.AL.

Postgraduate student of the Department of Engineering and Ecological Geology, Faculty of Geology, Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russia

