

DOI: 10.15593/2224-9826/2022.4.06

УДК 624.131.53

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ НАГРУЖЕННОГО СКЛОНА В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

А.Н. Богомолов¹, В.Г. Оффрихтер², А.В. Редин³, О.А. Богомолова⁴, С.А. Богомолов⁵

¹ Научно-проектное экспертно-консультационное предприятие «ОиФ», Новосибирск, Россия

² Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Пермь, Россия

³ Черномортранснефть, Новороссийск, Россия

⁴ Волгоградский государственный технический университет, Волгоград, Россия

⁵ Российский государственный аграрный университет – Московская сельскохозяйственная академия имени К.А. Тимирязева, Москва, Россия

О СТАТЬЕ

Получена: 17 сентября 2022

Одобрена: 07 ноября 2022

Принята к публикации:
15 ноября 2022

Ключевые слова:

неоднородный грунтовый откос, анализ напряженно-деформированного состояния методом конечных элементов, коэффициент запаса устойчивости откоса, метод расчета устойчивости Цветкова – Богомолова, области пластических деформаций, компенсационные мероприятия.

АННОТАЦИЯ

Приводятся результаты анализа напряженного состояния и устойчивости грунтового откоса сложного геологического строения, на котором расположены очистные сооружения промышленного предприятия. Расчет устойчивости и напряженного состояния выполнен для двух вариантов: природного состояния грунтового массива и состояния, определенного проектным решением по его перепрофилированию с учетом устройства автомобильного проезда. Высота откоса составляет 12 м, а инженерно-геологические условия характеризуются 3-й категорией сложности. Расчет устойчивости выполнен на основе анализ напряженного состояния грунтового массива методом Цветкова – Богомолова, в котором для определения напряжений в неоднородных грунтовых объектах формализован, в том числе, и метод конечных элементов. Методика построения наиболее вероятной линии скольжения основана на выполнении условия минимальности величины коэффициента запаса устойчивости в каждой ее точке. Все вычисления выполнены при помощи компьютерных программ разработанных авторами настоящей статьи и имеющих государственную регистрацию.

© Богомолов Александр Николаевич – доктор технических наук, профессор, e-mail: banzaritcyn@mail.ru

Оффрихтер Вадим Григорьевич – доктор технических наук, доцент, e-mail: ofrikhter@mail.ru, ORCID: 0000-0003-0803-2392

Редин Александр Владимирович – заведующий лабораторией, e-mail: alexred_2002@mail.ru

Богомолова Оксана Александровна – кандидат технических наук, доцент, e-mail: boazaritcyn@mail.ru, ORCID: 0000-0003-1163-6285

Богомолов Сергей Александрович – кандидат технических наук, старший преподаватель, e-mail: bsavgau@mail.ru, ORCID: 0000-0002-5531-6163

Alexander N. Bogomolov – Doctor of Technical Sciences, Professor, e-mail: banzaritcyn@mail.ru

Vadim G. Ofrikhter – Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, e-mail: ofrikhter@mail.ru, ORCID: 0000-0003-0803-2392

Alexander V. Redin – Laboratory Manager, e-mail: alexred_2002@mail.ru

Oksana A. Bogomolova – Ph. D. in Technical Sciences, Associate Professor, e-mail: boazaritcyn@mail.ru, ORCID: 0000-0003-1163-6285

Sergei A. Bogomolov – Ph. D. in Technical Sciences, Senior Lecture, e-mail: bsavgau@mail.ru, ORCID: 0000-0002-5531-6163

В результате проведения исследования установлено, что глобальная устойчивость склона обеспечена, однако устойчивость верхнего уступа склона, представляющего собой грунтовую насыпь, недостаточна. В связи с этим необходимо проведение инженерных мероприятий по обеспечению работоспособного состояния объекта. Учитывая 3-ю категорию сложности инженерно-геологических условий и то, что разрушение грунтового массива может привести к нанесению значительного ущерба окружающей среде, необходимо организовать постоянный комплексный мониторинг грунтового массива и расположенных на нем сооружений. По всей площади поверхности склона в местах локализации пластических деформаций (поверхности обоих уступов) необходимо провести инженерные (компенсирующие) мероприятия по предотвращению разрушения поверхностных слоев. По результатам мониторинга необходимо принять решение о необходимости укрепления грунта основания аэротенка в местах локализации областей пластических деформаций (слева, справа, под ним) во избежании неравномерных осадок основания и кренов сооружения.

© ПНИПУ

ASSESSMENT OF THE STABILITY OF A LOADED SLOPE IN COMPLEX ENGINEERING AND GEOLOGICAL CONDITIONS

A.N. Bogomolov¹, V.G. Ofrikhter², A.V. Redin³, O.A. Bogomolova⁴, S.A. Bogomolov⁵

¹Scientific-Projekt Expert-Consulting Enterprise “B&F”, Novosibirsk, Russian Federation

²Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russian Federation

³Chernomortransneft, Novorossiisk, Russian Federation

⁴Volgograd State Technical University, Volgograd, Russian Federation

⁵Russian State Agrarian University – Moscow Timiryazev Agricultural Academy, Moscow, Russian Federation

ARTICLE INFO

Received: 17 September 2022

Approved: 07 November 2022

Accepted for publication:
15 November 2022

Keywords:

inhomogeneous soil slope, stress-strain state analysis by finite element method, slope stability margin coefficient, Tsvetkov-Bogomolov stability calculation method, areas of plastic deformations, compensation measures.

ABSTRACT

The article presents the results of the analysis of the stress state and stability of the soil slope of a complex geological structure on which the treatment facilities of an industrial enterprise are located. The calculation of stability and stress state is carried out for two variants: the natural state of the soil massif and the state determined by the design decision for its reprofiling, taking into account the device of automobile passage. The height of the slope is 12 meters, and the engineering and geological conditions are characterized by 3 category of complexity. The stability calculation is based on the analysis of the stressed state of the soil massif by the Tsvetkov-Bogomolov method, in which the finite element method is formalized, among other things, to determine stresses in inhomogeneous soil objects. The method of constructing the most probable sliding line is based on the fulfillment of the condition of minimality of the stability margin coefficient at each of its points. All calculations are performed using a computer programs developed by the authors of this article and having state registration. As a result of the study, it was found that the global stability of the slope is ensured, but the stability of the upper ledge of the slope, which is a dirt embankment, is insufficient. In this regard, it is necessary to carry out engineering measures to ensure the operational condition of the object. Taking into account the 3rd category of complexity of engineering and geological conditions and the fact that the destruction of the soil massif can lead to significant damage to the environment, it is necessary to organize constant comprehensive monitoring of the soil massif and the structures located on it. It is necessary to carry out engineering (compensating) measures to prevent the destruction of the surface layers over the entire surface area of the slope in places where plastic deformations are localized (the surfaces of both ledges). According to the results of the monitoring, it is necessary to make a decision on the need to strengthen the soil of the base of the aeration tank in the locations of areas of plastic deformations (left, right, under it) in order to avoid uneven precipitation of the base and rolls of the structure.

© PNRPU

Введение

Очистные сооружения промышленного предприятия расположены на грунтовом массиве со сложным рельефом, который представляет собой коренной склон речной долины.

Площадка частично застроена зданиями и сооружениями производственного назначения с большим количеством подземных и надземных коммуникаций.

Физико-геологические и техногенные процессы, опасные для эксплуатации сооружений, в том числе, связанные с процессами развития карста (поверхностные формы карстопроявления: воронки, локальные оседания) и развитием склоновых, процессов (оползни, обвалы, осыпи) на площадке не обнаружены.

Перепад высот по всей площадке составляет 32 м. Непосредственно по территории обследуемого объекта перепад высот составил 12 м.

В геологическом строении района территории объекта до глубины 15,0 м по данным бурения инженерно-геологических скважин принимают участие отложения двух систем – четвертичной (Q) и каменноугольной (C). Четвертичные отложения представлены техногенными ($tQiv$) насыпными и аллювиально-делювиальными (adQ) суглинками мягкопластичными. Каменноугольная система представлена элювиальными (eC_1) суглинками дресвяными полутвердыми, суглинками полутвердыми и тугопластичными и коренными отложениями визейского яруса нижнего отдела (C_1), представленными алевролитом низкой прочности и известняком средней прочности, породы размягчаемые.

Поверхность территории объекта участками покрыта почвенно-растительным слоем мощностью 0,2 м.

Степень размокаемости грунтов – медленная, очень медленная и неразмокающий грунт.

Насыпной грунт суглинок дресвяный полутвердый ИГЭ-1, насыпной грунт суглинок дресвяный тугопластичный ИГЭ-1б, обладают средней степенью влажности $Sr > 0,9$. Изыскательская организация рекомендовала принять их как сильнопучинистые грунты. Насыпной грунт песок средней крупности ИГЭ-1в и насыпной гравийный грунт с песчаным заполнителем ИГЭ-1г относятся к непучинистым грунтам при любом положении уровня подземных вод.

Показатели физико-механических свойств грунтов, которые определяют состав инженерно-геологических элементов, определенные в результате стандартных испытаний, полученных при бурении скважин образцов, а также нормативные и расчетные значения прочностных характеристик грунтов, приведены в табл. 1.

Инженерно-геологические и гидрогеологические условия территории объекта по совокупности факторов, определенных в ходе изысканий характеризуются 3-й категорией сложности

Объектом численного исследования является армогрунтовая насыпь высотой до 12 м с внешней стороны зданий и сооружений, выполненная для упорядочивания рельефа территории, размещения инженерных сетей и автопроезда.

Инженерно-геологический разрез склона с обозначением инженерно-геологических элементов, свойства которых представлены в табл. 1, изображен ниже.

Таблица 1

Показатели физико-механических свойств грунтов по результатам изысканий

Table 1

Indicators of physical and mechanical properties of soils on the results of surveys

Наименование ИГЭ	Нормативные значения характеристик грунтов			Расчетные значения характеристик грунтов				Предел прочности на одноосное сжатие, R_c , МПа
	плотность грунта, г/см ³	удельное сцепление, МПа	угол внутреннего трения, град	для расчетов по несущей способности				
				коэффициент надежности по грунту	плотность грунта, г/см ³	удельное сцепление, МПа	угол внутреннего трения, град	
Насыпной грунт: суглинок дресвяный полутвердый ($tQiv$), ИГЭ-1	2,05	0,028	14	$\gamma_g(c) = 1,271$ $\gamma_g(\phi) = 1,043$	2,02	0,022	13	–
Насыпной грунт: валуны, глыбы, щебень ($tQiv$), ИГЭ-1а	–	–	–	–	–	–	–	–
Насыпной грунт: суглинок дресвяный тугопластичный ($tQiv$), ИГЭ-1б	1,95	0,022	20	$\gamma_g(c) = 1,198$ $\gamma_g(\phi) = 1,095$	1,91	0,018	18	–
Насыпной грунт: песок средней крупности ($tQiv$), ИГЭ-1в	1,93	0,002	38	$\gamma_g(c) = 1,144$ $\gamma_g(\phi) = 1,012$	1,91	0,002	38	–
Насыпной гравийный грунт с песчаным заполнителем ($tQiv$), ИГЭ-1г	2,09	0,003	37	$\gamma_g(c) = 1,300$ $\gamma_g(\phi) = 1,059$	2,07	0,002	35	–
Суглинок мягкопластичный (adQ), ИГЭ-2б	1,87	0,016	15	$\gamma_g(c) = 1,170$ $\gamma_g(\phi) = 1,127$	1,85	0,013	13	–
Суглинок дресвяный полутвердый (eC_I), ИГЭ-3	1,92	0,022	21	$\gamma_g(c) = 1,074$ $\gamma_g(\phi) = 1,060$	1,89	0,020	20	–
Суглинок полутвердый (eC_I), ИГЭ-4а	2,04	0,028	22	$\gamma_g(c) = 1,089$ $\gamma_g(\phi) = 1,048$	2,02	0,026	21	–
Суглинок тугопластичный (eC_I), ИГЭ-4б	1,97	0,020	19	$\gamma_g(c) = 1,159$ $\gamma_g(\phi) = 1,097$	1,94	0,018	17	–
Алеврит низкой прочности, размягчаемый (C_I), ИГЭ-5а	2,12	–	–	–	2,09	–	–	$\frac{2,1^*}{1,7}$
Известняк средней прочности, размягчаемый (C_I), ИГЭ-8	2,58	–	–	–	2,56	–	–	$\frac{22,5^*}{17,0}$

Примечание: * – предел прочности на одноосное сжатие (R_c) образцов приведен в виде дроби: над чертой – в естественном состоянии, под чертой – в водонасыщенном состоянии.

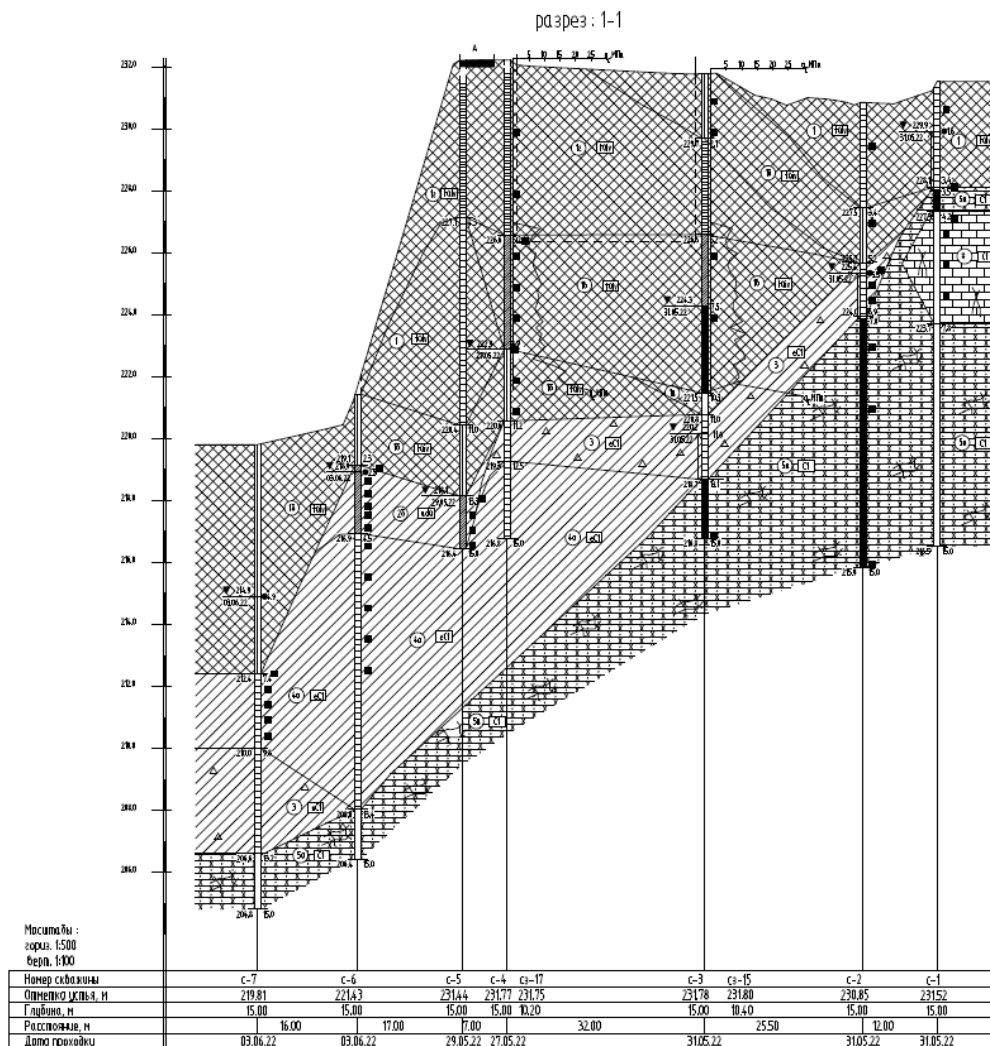


Рис. 1. Инженерно-геологических разрез исследуемого объекта

Fig. 1. Engineering-geological section of the object under study

Метод вычисление величины коэффициента запаса устойчивости грунтового массива

Для вычисления величины коэффициента запаса устойчивости откоса использованы компьютерные программы [1, 2], в которых формализован метод расчета устойчивости откосов В.К. Цветкова – А.Н. Богомолова [3, 4].

Данный метод основан на анализе напряженного состояния приоткосной области либо методами теории функций комплексного переменного [5] для однородных, либо методом конечных элементов [6–8] для неоднородных откосов. Он включает в себя формулы для определения величины коэффициента запаса устойчивости в точке грунтового массива K_m и глобального коэффициента запаса устойчивости K и методику построения наиболее вероятной линии скольжения.

Запишем условие прочности Кулона – Мора [9, 10] в виде, предложенном А. Како [11], введя предварительно некую функцию напряженного состояния и физико-механических свойств грунта K_m в рассматриваемой точке грунтового массива

$$K_m \tau_n = \sigma' \operatorname{tg} \varphi, \quad (1)$$

где $\sigma' = \sigma_n + \sigma_{cb}$ – приведенное нормальное $K_m \tau_n = \sigma' \operatorname{tg} \varphi$, ное напряжение [12]; $\sigma_{cb} = C(\gamma H \operatorname{tg} \varphi)^{-1}$ – приведенное давление связности, где: C ; φ ; γ и H – соответственно удельное сцепление, угол внутреннего трения, удельный вес грунта и высота откоса.

При $K_m = 1$ выражение (1) принимает вид условия прочности Кулона.

Рассмотрим равновесие бесконечно малой призмы единичной высоты (рис. 2), расположенной в некоторой точке грунтового массива, и составим уравнения равновесия проекций всех сил на направления \bar{n} и $\bar{\tau}$.

$$\left. \begin{aligned} \sum F_{in} = 0; \quad \sigma_n S + \sigma_z S \cos^2 \alpha + \sigma_x S \sin^2 \alpha + 2\tau_{xz} \cos \alpha \sin \alpha = 0; \\ \sum F_{i\tau} = 0; \quad \tau_n S - \tau_{xz} S \cos^2 \alpha + \sigma_z S \cos \alpha \sin \alpha + \tau_{xz} S \sin^2 \alpha - \sigma_x S \sin \alpha \cos \alpha = 0. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

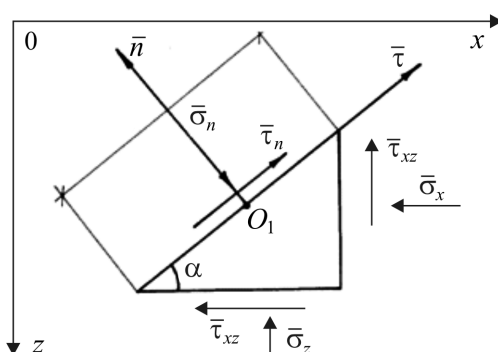


Рис. 2. Расчетные схемы для составления уравнений равновесия бесконечно малой треугольной призмы

Fig. 2. Calculation schemes for composing the equilibrium equations of an infinitesimal triangular prism

Затем выразим нормальную σ_n и касательную τ_n компоненты напряжения, действующего по наклонной площадке, ориентированной под углом α , через составляющие σ_z ; σ_x ; τ_{xz} полного напряжения в рассматриваемой точке

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n = \sigma_z \cos^2 \alpha + \sigma_x \sin^2 \alpha + 2\tau_{xz} \sin \alpha \cos \alpha; \\ \tau_n = (\sigma_x - \sigma_z) \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{xz} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha). \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Подставляя выражения (3) в формулу (1) и выделяя величину K_m , получим выражение для вычисления величины коэффициента запаса устойчивости в точке грунтового массива

$$K_m = \frac{[\sigma_z \cos^2 \alpha + \sigma_x \sin^2 \alpha + 2\tau_{xz} \sin \alpha \cos \alpha + \sigma_{cb}] \operatorname{tg} \varphi}{(\sigma_x - \sigma_z) \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{xz} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha)}. \quad (4)$$

Числитель и знаменатель полученной дроби равны соответственно удерживающей $F_{уд}$ и сдвигающей $F_{сд}$ силам, действующим в рассматриваемой точке по площадке сдвига, ориентированной под углом α (см. рис. 1).

Задача об определении угла ориентации наиболее вероятной площадки сдвига решается путем исследования функции (4) на экстремум согласно тривиальной процедуре, заключающейся в выполнении условий

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial K}{\partial \alpha} = 0; \\ \frac{\partial^2 K}{\partial \alpha^2} > 0. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Выполнение первого из условий (5) сводится к решению квадратного уравнения, корни которого определяются выражением

$$\sin 2\alpha_{1,2} = -\frac{2\tau_{xz}}{B} \pm (\sigma_z - \sigma_x) \sqrt{\frac{D - B^2}{B^2 D}}, \quad (6)$$

где $B = (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_{св})$; (7)

$$D = 4\tau_{xz}^4 + (\sigma_z - \sigma_x)^2. \quad (8)$$

Выбирать из полученных двух углов следует тот, при подстановке значения которого во второе условие (5) будет выполняться неравенство

$$D - \frac{2\tau_{xz}(\sigma_z - \sigma_x) + [(\sigma_z - \sigma_x)\sin 2\alpha - 2\tau_{xz}\cos 2\alpha]^2}{\sin 2\alpha \cos 2\alpha + B^{-1}[(\sigma_z - \sigma_x)\sin 2\alpha + 2\tau_{xz}\cos 2\alpha]} > 0. \quad (9)$$

В результате вычислений установлено, что величина угла α , при котором $K = K_{\min}$ соответствует знаку «+» перед радикалом в формуле (6).

Построение наиболее вероятной линии скольжения (точнее говоря, следа наиболее вероятной поверхности скольжения) проводится согласно методике, основанной на предложениях, приведенных в работе [12], и усовершенствованной в работах [3–5]. Согласно этой методике, которая подробно изложена в работе [3], при построении НВЛС в каждой ее точке выполняется условие $K_m = K_{m \min}$.

Если S – дуговая координата на наиболее вероятной линии скольжения длиной l , то величина коэффициента запаса устойчивости грунтового массива (естественно при неизменном положении НВЛС) определяется выражением

$$K = \frac{\int_0^l F_{уд}(S) ds}{\int_0^l F_{сд}(S) ds}, \quad (10)$$

где $F_{уд}$ и $F_{сд}$ – удерживающие и сдвигающие силы, действующие в каждой точке НВЛС, численные значения которых определяются соответственно числителем и знаменателем формулы (4).

Результаты вычислений

Анализ полей напряжений

Анализ напряженного состояния исследуемого склона выполнен, как отмечено выше, при помощи компьютерных программ [1, 2], разработанных в Волгоградском государственном архитектурно-строительном университете.

На рис. 3 представлена расчетная схема метода конечных элементов для исследуемого геологического разреза до подрезки и устройства автодороги: дискретизация расчетной области на конечные элементы (*a*) и геологическая структура склона до и после подрезки и устройства автодороги – (*b* и *в* соответственно). Отметим, что расчетная схема составлена с учетом результатов топографической съемки склона левее скважины С7 (см. рис. 1).

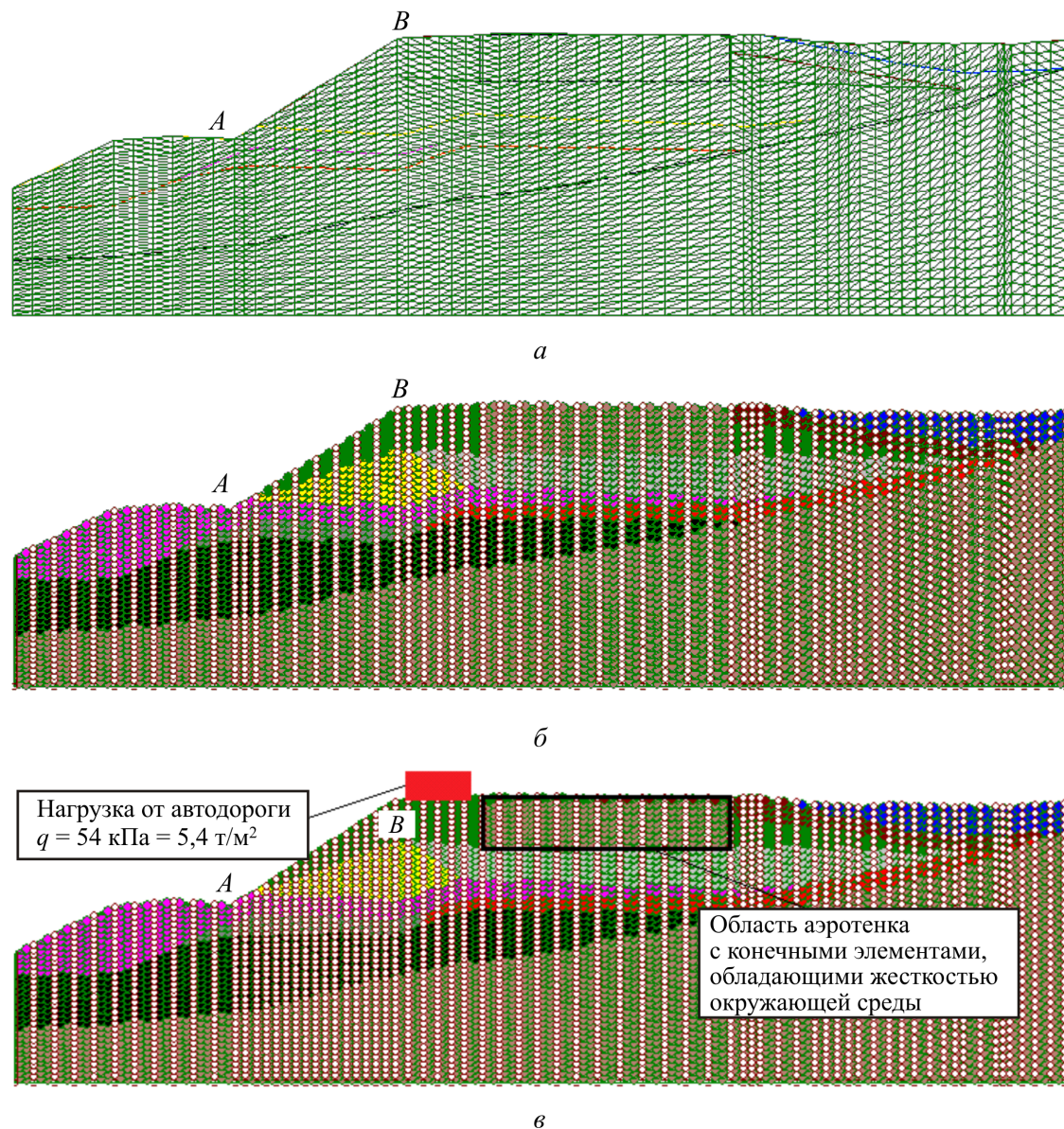


Рис. 3. Расчетная схема метода конечных элементов для исследуемого геологического разреза до подрезки и устройства автодороги: дискретизация расчетной области на конечные элементы (а) и геологическая структура склона до и после подрезки и устройства автодороги – (б) и (в) соответственно
Fig. 3. Calculation scheme of the finite element method for the geological section under study before pruning and road construction: discretization of the calculated area into finite elements (a) and the geological structure of the slope before and after pruning and road construction – (б) and (в) respectively

Первая расчетная схема (рис. 2, а) состоит из 4443 конечных элементов, сопряжённых в 2305 узлах. Ширина матрицы жесткости системы линейных уравнений равна 98.

Вторая расчетная схема отличается от первой углом наклона участка *AB* к горизонту, большей степенью дискретизации (частота сетки конечных элементов (КЭ)) на участке, покрываемом отрезком *AB* (визуально эти отличия при данном масштабе трудно заметить), и наличием внешней нагрузки от автомобильной дороги (см. рис. 2, в). Эта расчетная схема состоит из 4772 конечных элементов, сопряженных в 2479 узлах. Ширина матрицы жесткости системы линейных уравнений равна 102. Граничные условия отрабатывались аналогично тому, как это сделано в работах [13, 14].

Численные значения физико-механических свойств слагающих горных пород приняты согласно результатам инженерно-геологических изысканий.

Величина коэффициента бокового давления в обводненных породах принята равной $\xi_0 = 0,75$, как это рекомендовано в [15–17], а в остальных случаях вычислялась по формуле Н.М. Герсеванова

$$\xi_0 = tq^2 (45 - \varphi / 2). \quad (11)$$

На рис. 4 и 5 приведены картины изолиний вертикальных σ_z (а), горизонтальных σ_x (б) и касательных τ_{xz} (в) напряжений в рассматриваемом геологическом разрезе до и после подрезки склона и устройства автодороги соответственно. Их численные значения даны в технической системе единиц с размерностью $[T/M^2]$.

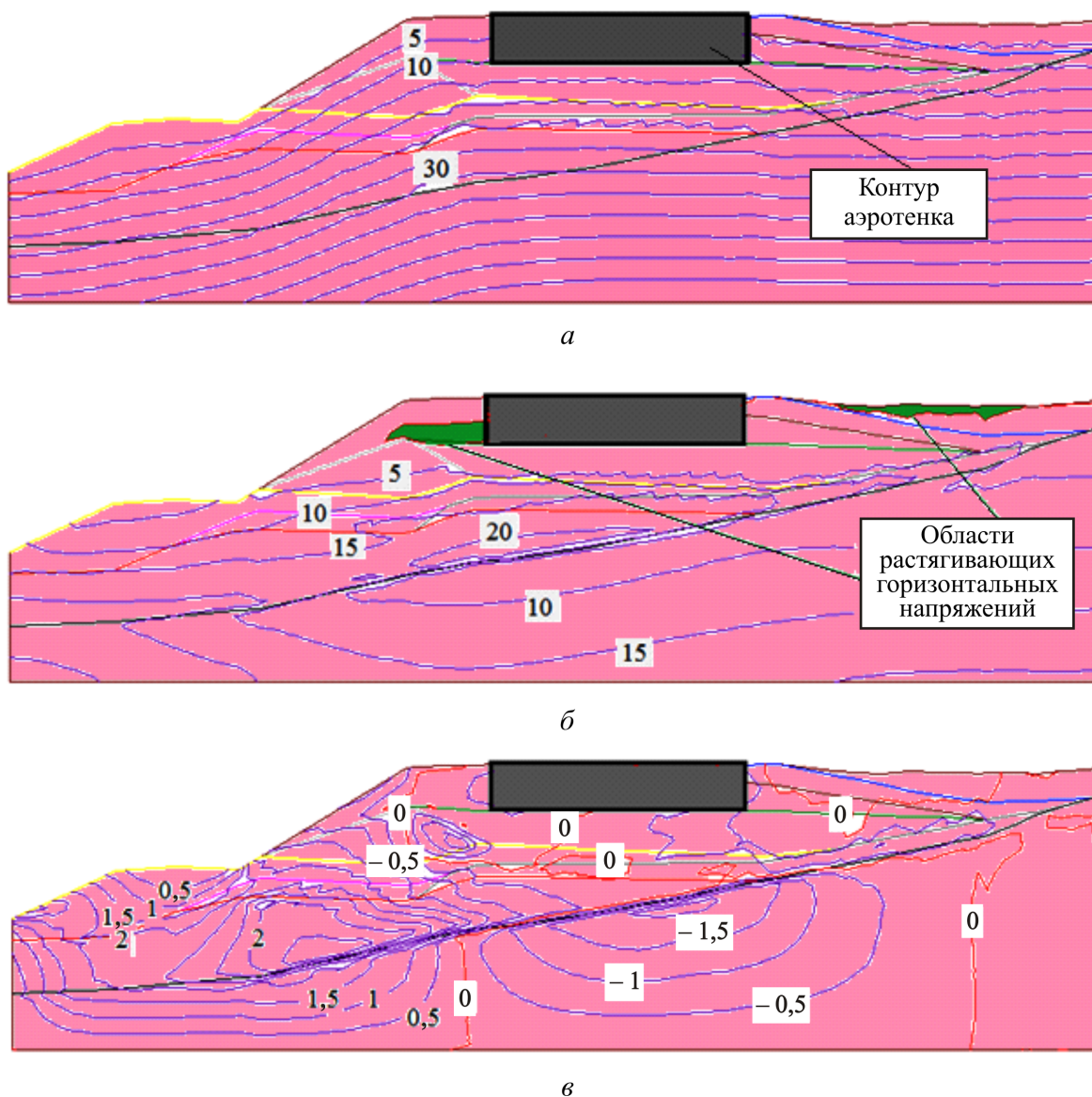


Рис. 4. Изолинии вертикальных σ_z (а), горизонтальных σ_x (б) и касательных τ_{xz} (в) напряжений в исследуемом геологическом разрезе до подрезки склона и устройства автодороги
 Fig. 4. Isolines of vertical σ_z (a), horizontal σ_x (b) and tangential τ_{xz} (v) stresses in the studied geological section before slope trimming and road construction

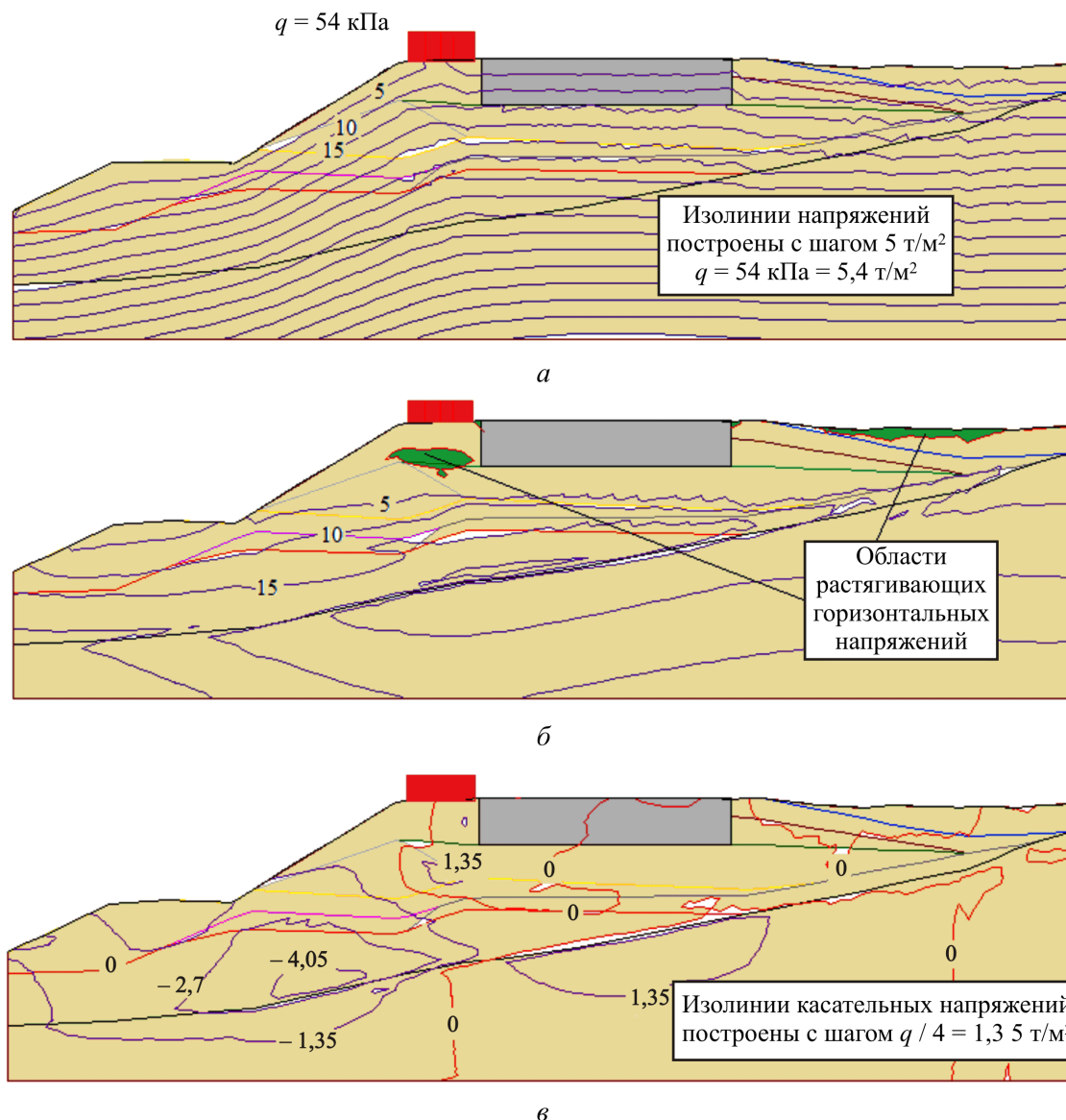


Рис. 5. Изолинии вертикальных σ_z (а), горизонтальных σ_x (б) и касательных τ_{xz} (в) напряжений в исследуемом геологическом разрезе после подрезки склона и устройства автодороги
 Fig. 5. Isolines of vertical σ_z (a), horizontal σ_x (b) and tangential τ_{xz} (v) stresses in the studied geological section after cutting the slope and road construction

Анализ картин изолиний показывает, что во втором случае при наличии нагрузки от автодороги последняя «подтянула» к себе изолинии вертикальных напряжений σ_z – непосредственно под нагрузкой возникла их концентрация. В остальных локациях в обоих случаях поле вертикальных напряжений однородно, форма изолиний практически повторяет форму контура откоса, что объясняется небольшим отличием величин удельного веса пород, составляющих ИГЭ. Лишь вблизи некоторых контактов слоев отмечается неровность изолиний, что связано с достаточным отличием численных значений модулей деформации E_0 и коэффициентов бокового давления ξ_0 соприкасающихся породных напластований.

Изолинии горизонтальных напряжений σ_x практически не изменили своей конфигурации, однако зона растягивающих горизонтальных напряжений, находящаяся непосредственно под автодорогой, уменьшилась в размере примерно на 35 %, при этом положение и форма зоны

растягивающих горизонтальных напряжений, расположенной справа от аэротенка, практически не изменились.

Касательные напряжения τ_{zx} в разных локациях имеют различные знаки, их изолинии в обоих случаях подобны, однако, наличие нагрузки от автомобильной дороги повлекло за собой существенное повышение численных значений этих напряжений в соответствующих точках расчетной области.

Из вышесказанного видно, что численные значения всех трех компонент напряжения в соответствующих точках расчетной отличаются друг от друга, что обусловит различные значения коэффициентов запаса устойчивости.

Коэффициенты запаса устойчивости

На рис. 6 и 7 изображены по три наиболее вероятные линии скольжения, построенные из различных точек приоткосной области. Первая из них (рис. 6, а и 7, а) определяет величину коэффициента запаса устойчивости верхнего уступа, вторая (рис. 6, б и 7, б) – двух верхних уступов, а третья (рис. 6, в и 7, в) – величину глобального коэффициента запаса.

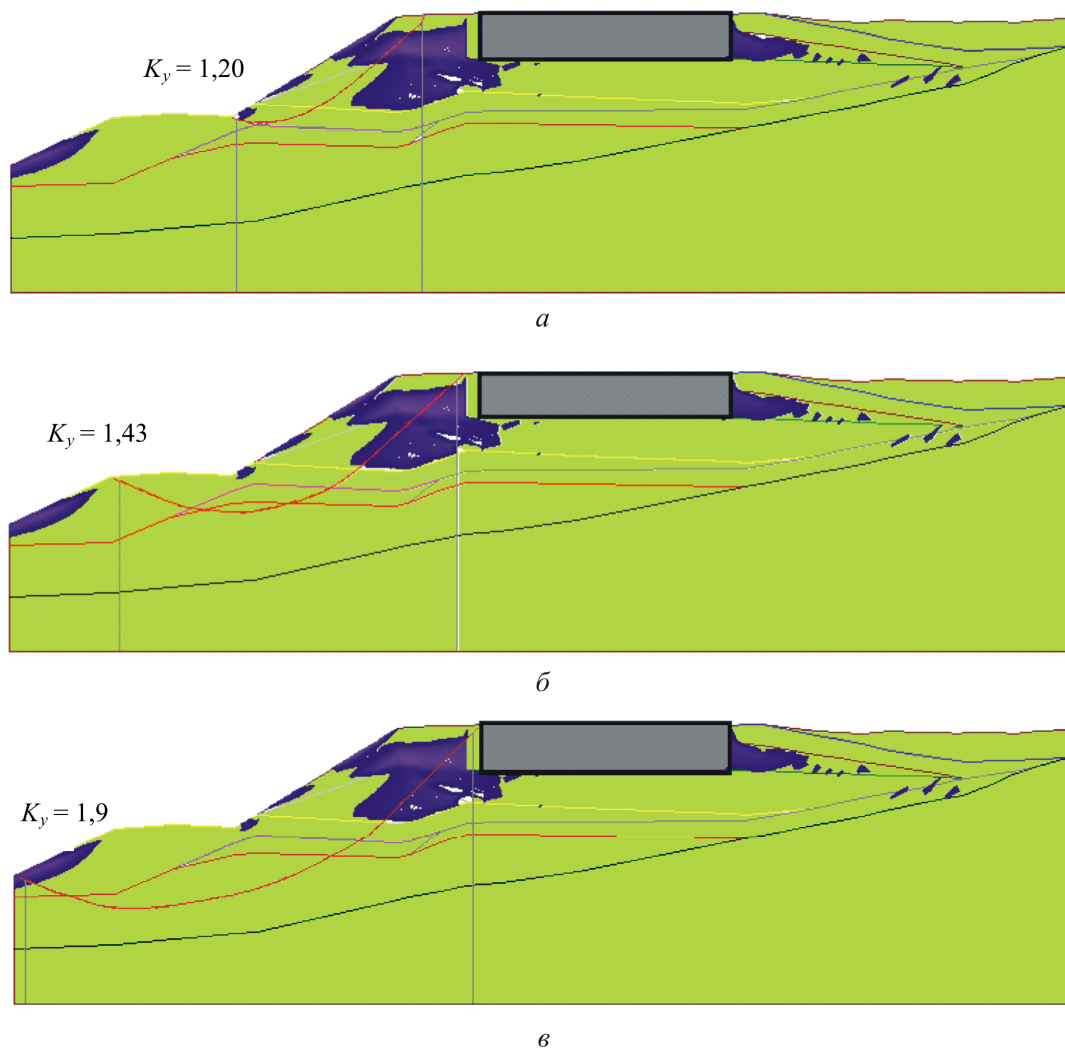


Рис. 6. Наиболее вероятные линии скольжения в исследуемом сечении при отсутствии подрезки и нагрузки от автодороги

Fig. 6. The most probable sliding lines in the section under study in the absence of trimming and loading from the highway

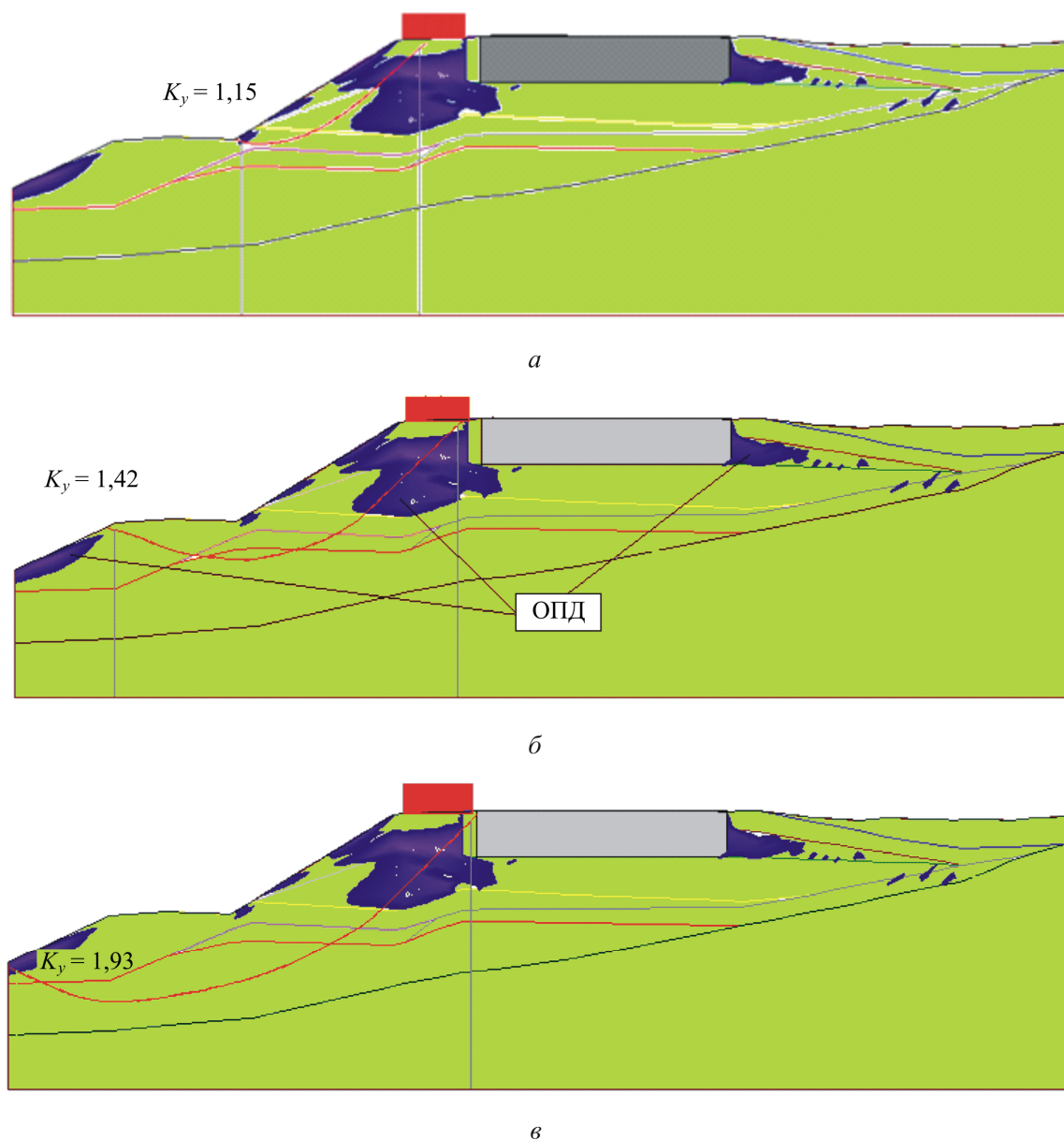


Рис. 7. Наиболее вероятные линии скольжения в исследуемом сечении после подрезки и приложения нагрузки от автодороги

Fig. 7. The most probable sliding lines in the section under study after trimming and applying the load from the highway

Подчеркнем, что первые, вторые и третьи НВЛС имеют одинаковые координаты точек выхода.

Перемещения и осадки

Из приведенных выше рис. 6 и 7 видно, что под левым краем аэротенка справа и слева от него имеются достаточно развитые области пластических деформаций (окрашены синим цветом), которые могут спровоцировать неравномерные осадки его основания и, как следствие, возникновение трещин в его железобетонной конструкции. Небольшая по размеру ОПД, расположенная в основании откоса, не оказывает влияние на его глобальную устой-

чивость. Однако для предотвращения местных вывалов и осыпания породы необходимо провести поверхностное локальное укрепление откоса геосинтетическим материалом.

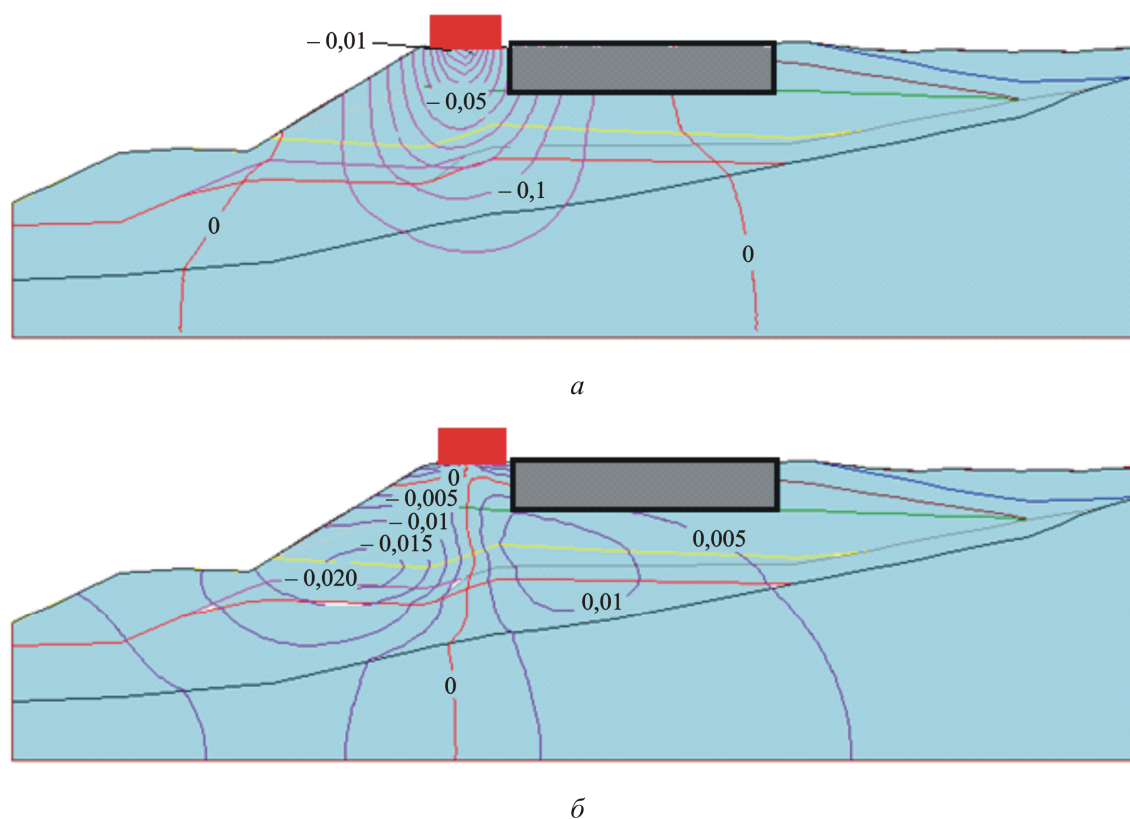


Рис. 8. Изолинии вертикальных (а) и горизонтальных (б) перемещений в теле грунтового массива
Fig. 8. Isolines of vertical (a) and horizontal (b) displacements in the body of the soil massif

На рис. 8 приведены изображения изолиний вертикальных и горизонтальных перемещений в теле исследуемого грунтового массива (шаг изолиний 0,05 м). «Луковица» вертикальных напряжений практически симметрична относительно вертикальной оси. Картина изолиний горизонтальных перемещений более сложная: приоткосная область практически по вертикали (см. красную «нулевую» линию горизонтальных напряжений на рис. 8, б) разделена на «сжатую» и «растянутую» зоны, последняя из которых расположена слева от «нулевой» изолинии непосредственно на склоне. Данное обстоятельство повышает степень риска разрушения поверхности склона.

Выводы

1. Глобальная устойчивость склона обеспечена.
2. Устойчивость грунтовой насыпи (верхнего уступа склона) недостаточна. Необходимо проведение инженерных мероприятий по обеспечению его устойчивости.
3. Учитывая 3-ю категорию сложности инженерно-геологических условий и то, что разрушение грунтового массива может привести к нанесению значительного ущерба окружающей среде, необходимо организовать постоянный комплексный мониторинг грунтового массива и расположенных на нем сооружений. По результатам мониторинга рекомендуется, в случае необходимости, принять решение об укреплении грунта

основания аэротенка в местах локации областей пластических деформаций (слева и справа от него, под ним) во избежание неравномерных осадок основания и кренов сооружения.

4. По всей площади поверхности склона в местах локализации пластических деформаций (поверхности обоих уступов) необходимо провести инженерные (компенсирующие) мероприятия по предотвращению разрушения поверхностных слоев.

Финансирование. Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Вклад авторов. Все авторы сделали равный вклад в подготовку публикации.

Библиографический список

1. FEA / А.Н. Богомолов и др.// Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2015617889 от 23 июля 2015 г.
2. МТФКПА / А.Н. Богомолов и др.// Свидетельство о гос. регистрации программ для ЭВМ № 2015617889 от 28.09.2015
3. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. – Пермь: Изд-во Перм. гос. техн. ун-та, 1996. – 150 с.
4. Цветков В.К. Расчет рациональных параметров горных выработок. – М.: Недра, 1993. – 253 с.
5. Богомолов А.Н., Ушаков А.Н. Методы теории функций комплексного переменного в задачах геомеханики. – Волгоград: ВолгГАСУ: Изд-во ВГСПУ «Перемена», 2014. – 227 с.
6. Zienkiewicz O.C. The Finite Element Method in engineering science. – McGraw-Hill-London, 1971.
7. Zienkiewicz O.C., Morgan K. Finite elements and approximation. – University of Wales, Swansea, United Kingdom A Wiley-Interscience Publication John Wiley & Sons. New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore, 1983.
8. Banerjee P.K., Butterfield R. Boundary element methods in engineering science. – McGraw-Hill Book Company (UK), 1981.
9. Coulomb C.A. Application des riles de maximus et minimis a quelques problemes de statique relatifs a L`architecture // Memories de savants strangers de L`Academlie des sciences de Paris. – Paris, 1773. – 233 p.
10. Coulomb C.A. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemesde statique relatifs, a la architecture // Mem. Acad. Roy. Div. Sav. – 1776. – Vol. 7. – P. 343–387.
11. Caquot A. Equilibrium des Massifs a frottement Interne. – Gauthier Villars, Paris, France, 1934. – P. 1–91.
12. Никитин С.Н. Построение ожидаемой поверхности скольжения по напряжениям в бортах карьера // Уголь. – 1962. – Вып. 1. – С. 36–38.
13. Особенности расчета устойчивости однородных и слоистых нагруженных грунтовых откосов на основе анализа их напряженного состояния / А.Н. Богомолов, О.А. Богомолова, Е.В. Цветкова, В.В. Подтелков // Construction and Geotechnics. – 2016. – Т. 7, № 2. – С. 93–105. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.2.10

14. Распределение напряжений в однородном изотропном откосе, ослабленном горизонтальной круглой выработкой, расположенной на уровне его подошвы / А.Н. Богомолов, Г.А. Абрамов, О.А. Богомолова, А.А. Пристансков // *Construction and Geotechnics*. – 2017. – Т. 8, № 2. – С. 15–26. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.2.02

15. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: 2-е изд. доп. и перераб. / под общ. ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева; РААСН, РОМГГиФ. – М.: АСВ, 2016. – 1040 с.

16. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1978. – 447 с.

17. Тер-Мартirosян З.Г., Сидоров В.В., Олодо Т.Д. Напряженно-деформированное состояние дамбы и ее основания с учетом их взаимодействия // *Инженерная геология*. – 2011. – № 6. – С. 30–34.

References

1. Bogomolov, A.N. [et al.]. FEA. Certificate of state registration of a computer program no. 2015617889 dated July 23, 2015

2. Bogomolov A.N. [et al.]. Stability. Stress-strain state. Certificate of state registration of computer programs no. 2009613499 dated 30.06.2009.

3. Bogomolov A.N. Calculation of the bearing capacity of the foundations of structures and the stability of soil massifs in an elastic-plastic formulation. Perm, Perm State Technical University, 1996, 150 p.

4. Tsvetkov V.K. Calculation of rational parameters of mine workings. Moscow, Nedra, 1993, 253 p.

5. Bogomolov A.N., Ushakov A.N. Methods of the theory of functions of a complex variable in geomechanics problems. – Volgograd, VolgGASU, Publishing house of VGSPU "Change", 2014, 227 p.

6. Zienkiewicz O.C. The Finite Element Method in engineering science. McGraw-Hill-London, 1971.

7. Zienkiewicz O.C., Morgan K. Finite elements and approximation. University of Wales, Swansea, United Kingdom, A Wiley-Interscience Publication John Wiley & Sons, New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore, 1983.

8. Banerjee P.K., Butterfield R. Boundary element methods in engineering science. McGraw-Hill Book Company (UK), 1981.

9. Coulomb C.A. Application des riles de maximus et minimis a quelques problemes de statique relatifs a L'architecture. *Memories de savants strangers de L'Academie des sciences de Paris*. Paris, 1773, 233 p.

10. Coulomb C.A. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture. *Mem. Acad. Roy. Div. Sav.*, 1776, vol. 7, pp. 343–387.

11. Caquot A. Equilibrium des Massifs a frottement Interne. Gauthier Villars, Paris, France, 1934, pp. 1–91.

12. Nikitin S.N. Construction of the expected sliding surface by stresses in the sides of the quarry. *Coal*, 1962, iss. 1, pp. 36–38.

13. Bogomolov A.N., Bogomolova O.A., Tsvetkova E.V., Podtelkov V.V. Features of calculating the stability of homogeneous and layered loaded soil slopes based on the analysis of their

stress state. *Construction and Geotechnics*, 2016, vol. 7, iss. 2, pp. 93–105. doi: 10.15593/2224-9826/2016.2.10.

14. Bogomolov A.N., Abramov G.A., Bogomolova O.A., Pristanskov A.A. Stress distribution in a homogeneous isotropic slope weakened by a horizontal circular working located at the level of its toe. *Construction and Geotechnics*, 2017, vol. 8, iss. 2, pp. 15–26. doi: 10.15593/2224-9826/2017.2.02.

15. Handbook of Geotechnics. Bases, foundations and underground structures. 2nd ed. Eds. V.A. Ilyichev and R.A. Mangushev; RAASN, ROMGGiF. Moscow, DIA, 2016, 1040 p.

16. Vyalov S.S. Rheological foundations of soil mechanics. Moscow, HSE, 1978, 447 p.

17. Ter-Martirosyan Z.G., Sidorov V.V., Olodo T.D. The stress-strain state of the dam and its base, taking into account their interaction. *Engineering Geology*, 2011, no. 6, pp. 30–34.