

УДК 627:624.04

В.В. Орехов

НИУ МГСУ

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ И УСТОЙЧИВОСТИ КАМЕННО-НАБРОСНОЙ ДАМБЫ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Рассмотрена методика расчета водонасыщенных грунтовых сред при сейсмических воздействиях, основанная на численном решении методом конечных элементов дифференциальных уравнений теории консолидации.

В качестве примера исследовано взаимодействие морской каменно-набросной дамбы с песчаным основанием при сейсмическом воздействии, заданном синтезированной акселерограммой. Приведены результаты расчетов напряженно-деформированного состояния. Даны оценки возможности разжижения песчаных грунтов основания.

Ключевые слова: численные исследования, морская дамба, сейсмическое воздействие, напряженно-деформированное состояние, поровое давление

Одним из основных факторов, определяющих безопасность земляных, речных и морских гидротехнических сооружений, возводимых на водонасыщенных основаниях, являются процессы консолидации, проявляющиеся как при статических нагрузках, так и при сейсмических воздействиях [1—8].

Особенностью несвязных грунтов, залегающих непосредственно в теле или под сооружением, является их потенциальная способность к разжижению при сейсмическом воздействии [9—14]. В связи с этим фактом ключевым вопросом при обосновании работоспособности таких сооружений является оценка величин порового давления и возможности полного разжижения водонасыщенного грунта.

Рассмотрим результаты расчетных исследований напряжено-деформированного состояния (НДС) морской дамбы из каменной наброски, выполненных при проектировании железнодорожной линии между материком и о. Сахалин [19]. Площадка строительства железнодорожной линии расположена в высоко сейсмичной зоне, где интенсивность землетрясений может достигать 8...9 баллов по шкале MSK.

В основании дамбы до глубины порядка 80 м (до плотных пород) залегают сжимаемые грунты. Геотехническая модель основания, полученная в результате обобщения и схематизации результатов инженерно-геологических изысканий, может быть представлена тремя расчетными геологическими элементами (табл.).

В соответствии с рекомендациями Института физики Земли РАН в качестве сейсмических воздействий были рассмотрены синтезированные акселерограммы, полученные для условий рассматриваемого створа на поверхности скальных пород. Из анализа параметров сформированных акселерограмм в качестве расчетной была принята акселерограмма, имеющая наибольшую пиковую амплитуду горизонтальной составляющей — 3,5 м/с² (рис. 1).

Физико-механические характеристики грунтов

РГЭ	Грунт	ρ , г/см ³	С, МПа	ϕ , град	E , МПа	E_d , МПа	μ	K_ϕ , см/с
I	Песок	2,00	0,005	30	20	380	0,25	$1 \cdot 10^{-1}$
II	Суглинки	1,96	0,01	32	35	430	0,30	$1 \cdot 10^{-3}$
III	Супесь	1,98	0,02	25	25	600	0,27	$1 \cdot 10^{-5}$
IV	Каменная наброска	2,00	0,00	45	30	400	0,22	2

Примечание: ρ — плотность грунта; С — сцепление; ϕ — угол внутреннего трения; E — модуль общей деформации, E_d — модуль упругости; μ — коэффициент Пуассона; K_ϕ — коэффициент фильтрации.

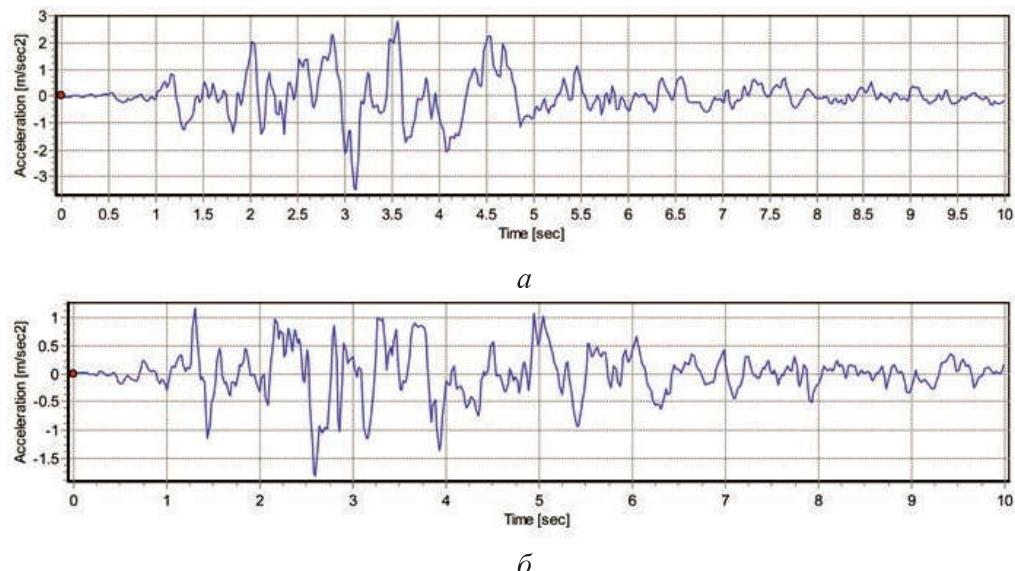


Рис. 1. Расчетное сейсмическое воздействие: *a* — горизонтальная компонента; *б* — вертикальная компонента

Для исследования НДС дамбы, взаимодействующей с грунтовым основанием, использовалась методика [15, 16], основанная на численном решении методом конечных элементов системы дифференциальных уравнений динамической теории консолидации квазидвухфазных грунтовых сред [17, 18]:

$$\begin{cases} m_s \rho^s u_i'' + (1 - m_s) \rho^w w_i'' = -\delta_{i2} \rho g + \sigma_{ij,j}^{ef} + \delta_{ij} P_{,j}^w; \\ w_i' - u_i' = -\frac{K_{\phi i}}{(1 - m_s)} \left(\delta_{ij} \frac{P_j^w}{\rho^w g} + \delta_{i3} + \frac{w_i''}{g} \right); \\ w_{i,i}' + \frac{m_s}{(1 - m_s)} u_{i,i}' = -\frac{P'^w}{\alpha^w}, \end{cases} \quad (1)$$

где m_s — объем минеральных частиц в единице объема грунта; ρ^s — плотность минеральных частиц скелета грунта; u_i , w_i — компоненты перемещений скелета грунта и жидкости; u_i'' , w_i'' — компоненты ускорений скелета грунта и жидкости; ρ^w — плотность поровой жидкости; $\rho = m_s \rho^s + (1 - m_s) \rho^w$ — плотность

квазидвухфазного грунта; σ_{ij}^{ef} — компоненты тензора эффективных напряжений; δ_{ij} — символ Кронекера; P^w — поровое давление; u'_i , w'_i — компоненты скоростей скелета грунта и жидкости; K_ϕ — коэффициент фильтрации; α^w — модуль сжимаемости поровой жидкости; j — дифференцирование по координате j .

Разрешающая система уравнений, составленная для всей совокупности конечных элементов, аппроксимирующих расчетную область дамба — основание, с учетом уравнений состояния всех фаз грунта, начальных и граничных условий, полностью характеризуют работу квазидвухфазных грунтов при динамических и статических воздействиях. При этом одновременно учитывается фактор фильтрационного движения сжимаемой жидкости в порах грунта и деформационные свойства скелета грунта.

В настоящей работе для описания деформируемости грунтовых материалов используется математическая модель, сформированная в рамках теории пластического течения с упрочнением [18]. Параметры данной модели упрочняющейся пластической среды определяются по результатам трехосных испытаний грунтов.

Решение системы дифференциальных уравнений (1) проводится в предположении, что все точки подошвы основания (по контакту с плотными породами) перемещаются синхронно. В дальнейшем рассматривается только относительное движение системы дамба — грунтовое основание по отношению к нижней границе расчетной области и расчет сводится к расчету на динамическую нагрузку $A(x_i, t) = \rho \ddot{U}_i$, определяемую заданной на поверхности плотных пород аналоговой акселерограммой.

В результате динамического расчета определяются дополнительные к статическим величины перемещений и порового давления в узлах аппроксимирующей расчетную область сетки конечных элементов. При этом для вычисления пластических деформаций в качестве начальных используются результаты решения статической задачи.

Для оценки напряженного состояния в каждой точке грунтового массива (по степени приближенности к предельному состоянию) по результатам расчета определяются локальные коэффициенты запаса сдвига по зависимости

$$k_z = \sigma_i^*/\sigma_i, \quad (2)$$

где $\sigma_i^* = c + \operatorname{tg}\phi \sigma^{ef}$ — предельное значение σ_i ; σ^{ef} , σ_i — инварианты тензора эффективных напряжений.

Предельное значение локального коэффициента запаса соответствует 1. При этом локальное разрушение грунта в некоторой точке или внутренней области грунтового массива еще не означает, что грунтовый массив находится в предельном состоянии. Признаком исчерпания несущей способности основания или разрушения дамбы является прогрессирующий характер накопления пластических деформаций в зонах предельного состояния грунта.

Согласно принципу Терцаги в водонасыщенных грунтах суммарные (точечные) напряжения равны

$$\sigma_{ij}^{tot} = \sigma_{ij}^{ef} + \delta_{ij} P^w. \quad (3)$$

Возникающее в несвязных грунтах в процессе сейсмического воздействия поровое давление разгружает скелет грунта, что приводит к снижению локальных коэффициентов запаса и в предельном случае (при $\sigma^{ef} = 0$) — к полному разжижению грунта.

Вычислительная программа «Земля» [20], реализующая описанную выше методику применительно к поставленным задачам исследования, позволяет также учитывать влияние природных и техногенных факторов на НДС в системе дамба — основание в процессе строительства и эксплуатации сооружения, важнейшим из которых является поэтапность его возведения.

Численные исследования выполнялись в плоской постановке для двух поперечных сечений дамбы:

в первом расчетном сечении по мелководной дамбе при проведении исследований НДС системы дамба — основание рассматривалась расчетная область, включающая дамбу (высота — 10 м, ширина по гребню — 32 м, заложение откосов 1:2) и часть грунтового основания: в вертикальном направлении — 80 м (до плотных пород), в горизонтальном направлении — 380 м (рис. 2, а);

во втором расчетном сечении по глубоководной дамбе рассматривалась расчетная область, включающая дамбу (высота — 60 м, ширина по гребню — 20 м, заложение откосов — 1:2, бермы шириной 10 м на отметке +7,0) и часть грунтового основания: в вертикальном направлении — 80 м (до плотных пород), в горизонтальном направлении — 800 м (рис. 2, б).

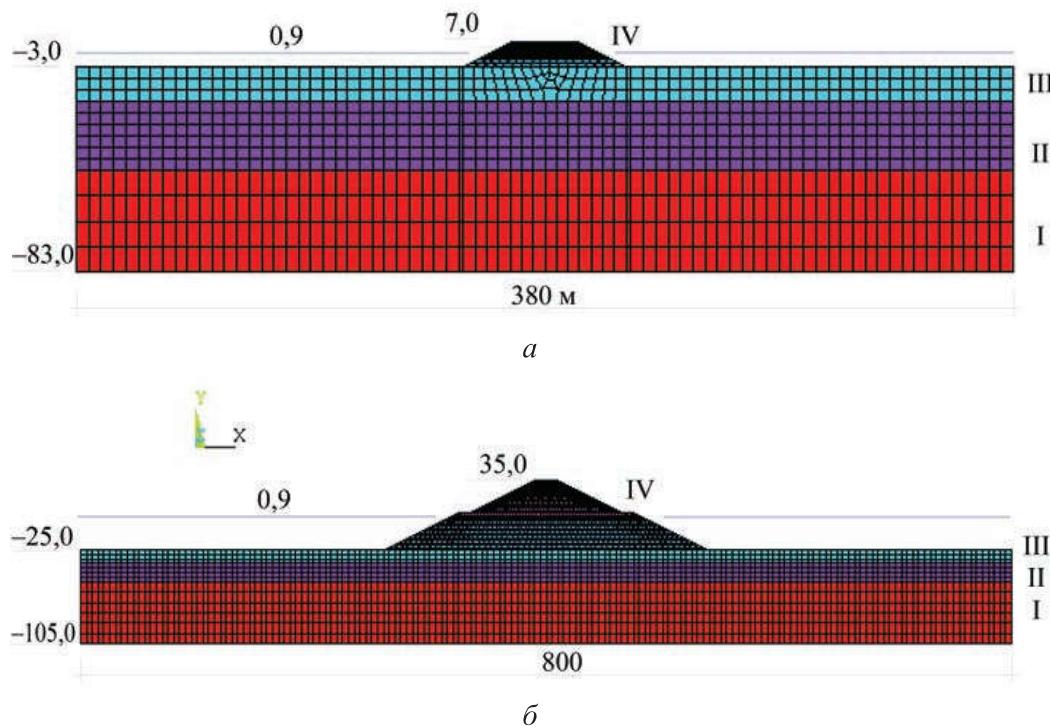


Рис. 2. Расчетная область системы дамба — грунтовое основание (I, II, III, IV — номера РГЭ): а — сечение по мелководной дамбе; б — сечение по глубоководной дамбе

На первом шаге расчетов моделировалось природное НДС грунтового основания под действием собственного веса грунтов. Полученное на данном

шаге расчета НДС грунтового основания рассматривалось как начальное. Далее анализировалось полное напряженное состояние дамбы и дополнительное (от веса возводимой дамбы) деформированное состояние основания.

На втором расчетном шаге моделировалась поэтапная отсыпка грунта в воду до отметки 2 м. На третьем шаге дамба поэтапно возводилась насухо до проектной отметки. После возведения дамбы на полный профиль для двух рассматриваемых поперечных сечений были выполнены расчеты на сейсмическое воздействие (четвертый шаг расчета).

Как показали результаты выполненных исследований, при строительстве наибольшего значения вертикальные перемещения тела мелководной части дамбы (с учетом досыпки дамбы) порядка 0,22 м наблюдаются по ее оси в месте контакта дамбы с основанием. Там же расчет прогнозирует возникновение максимальных сжимающих величин вертикальных напряжений в скелете грунта порядка 0,16 МПа.

По мере удаления от оси к краям дамбы вертикальные перемещения (осадки) контакта дамбы с основанием уменьшаются до 0,1 м, а воронка оседания поверхности основания распространяется примерно на 50 м в стороны от краев дамбы. Основание мелководной дамбы наиболее интенсивно деформируется в верхнем слое (РГЭ-І) мощностью 13 м, где реализуется порядка 40 % осадки.

При землетрясении в процессе сейсмического воздействия максимальные значения горизонтальных смещений гребня мелководной дамбы составляют порядка 0,10 м, а вертикальных — 0,16 м (рис. 3, *a*). После окончания землетрясения остаточные смещения дамбы в горизонтальном направлении близки к 0,04 м, а осадка гребня дамбы остается близкой к 0,16 м.

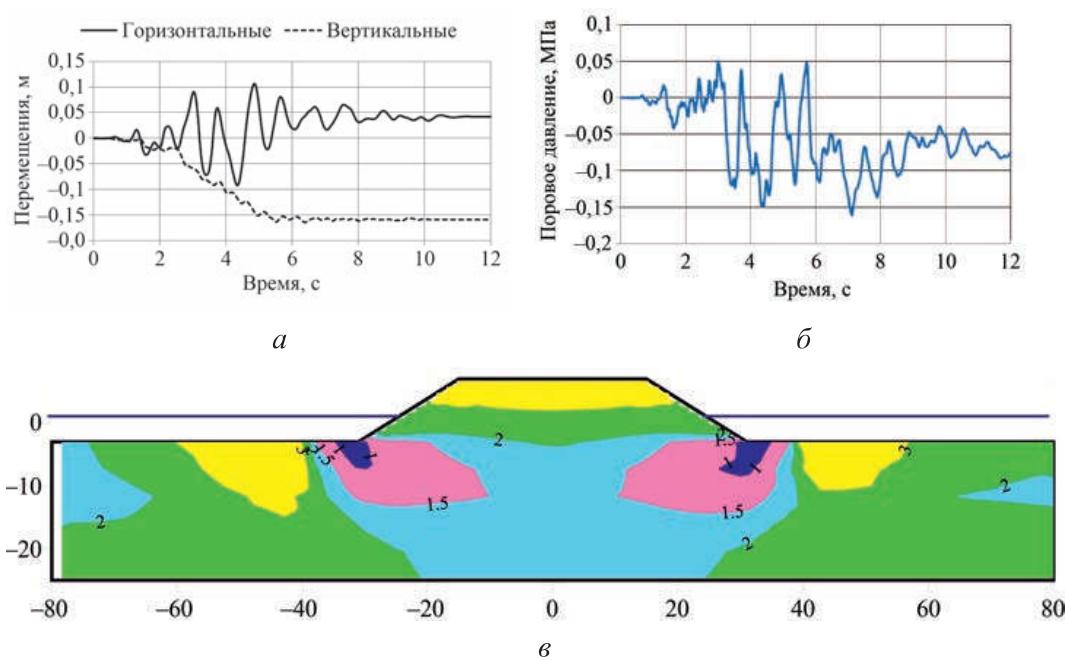


Рис. 3. Мелководная дамба: *а* — перемещения гребня дамбы при сейсмическом воздействии; *б* — динамическое поровое давление в основании дамбы при сейсмическом воздействии; *в* — локальные коэффициенты запаса на момент окончания сейсмического воздействия

В процессе сейсмического воздействия в водонасыщенной части дамбы и основании возникает дополнительное динамическое поровое давление, кото-

рое лишь частично разгружает скелет грунта, достигая максимального значения в основании (порядка 0,16 МПа) после прохождении пика сейсмического воздействия (см. рис. 3, б).

Локальные коэффициенты запаса в теле мелководной дамбы достаточно велики (более 2). В предельные состояния переходят лишь незначительные участки основания под краями дамбы (см. рис. 3, в). Их ширина около 2 м, а глубина не более 5 м. Зоны предельного состояния в основании не смыкаются и расчеты не прогнозируют прогрессивного накопления пластических деформаций, что обеспечивает устойчивость дамбы.

В глубоководной части дамбы наибольшего значения вертикальные перемещения (порядка 1,4 м) наблюдаются по ее оси на отметке –10. По оси дамбы на контакте с основанием вертикальные перемещения составляют 1,1 м.

Там же расчет прогнозирует возникновение максимальных сжимающих величин вертикальных напряжений в скелете грунта порядка 0,85 МПа.

По мере удаления от оси к краям дамбы вертикальные перемещения контакта дамбы с основанием уменьшаются до 0,18 м, а воронка оседания поверхности основания распространяется примерно на 100 м в стороны от краев дамбы. Основание дамбы наиболее интенсивно деформируется в двух верхних слоях (РГЭ-І и РГЭ-ІІ) общей мощностью 27 м, где реализуется порядка 55 % осадки.

При землетрясении в процессе сейсмического воздействия максимальные значения горизонтальных смещений гребня составляют порядка 0,17 м, а вертикальных — 0,23 м (рис. 4, а). После окончания землетрясения остаточные смещения дамбы в горизонтальном направлении близки к 0,02 м, а осадка гребня дамбы остается порядка 0,22 м.

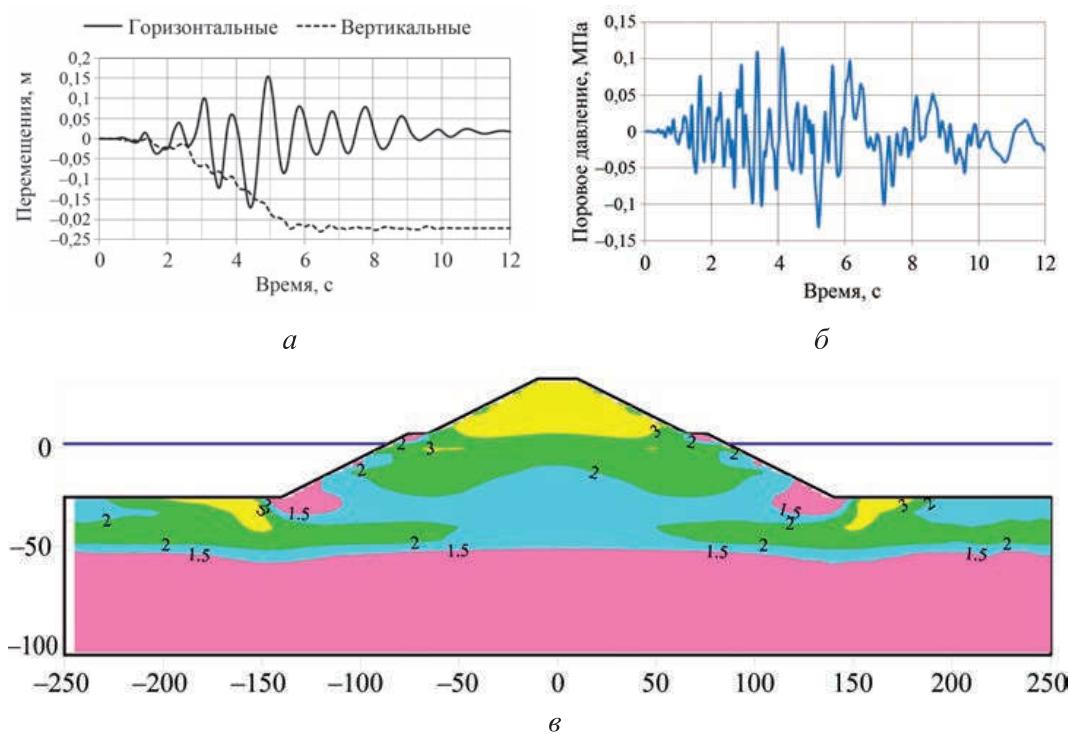


Рис. 4. Глубоководная дамба: а — перемещения гребня дамбы при сейсмическом воздействии; б — динамическое поровое давление в основании дамбы при сейсмическом воздействии; в — локальные коэффициенты запаса на момент окончания сейсмического воздействия

Дополнительное динамическое поровое давление в основании также частично разгружает скелет грунта, достигая максимального значения (порядка 0,13 МПа) после прохождении пика сейсмического воздействия (см. рис. 4, б).

Локальные коэффициенты запаса в теле дамбы достаточно велики (более 2) и лишь у краев дамбы уменьшаются до значения 1,5. Зон предельного состояния в глубоководной дамбе и ее основании не наблюдается и сейсмостойчивость глубоководной дамбы полностью обеспечивается (см. рис. 4, в).

Вывод. Поровое давление, возникающее в водонасыщенных несвязанных грунтах основания и тела дамбы при сейсмическом воздействии, разгружает скелет грунта, что приводит к уменьшению локальных коэффициентов запаса по сдвигу. Причем в менее уплотненном основании мелководной дамбы (от ее веса) скелет грунта разгружается в большей степени, что отрицательно сказывается на ее общем коэффициенте запаса устойчивости.

Библиографический список

1. Белкова И.Н., Глаговский В.Б., Гольдин А.Л., Липовецкая Т.Ф. Консолидация основания и осадки дамбы Д-3 комплекса защитных сооружений от наводнений Санкт-Петербурга // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2003. Т. 242. Основания и грунто-вые сооружения. С. 60—67.
2. Бугров А.К., Голли А.В., Каган А.А., Кураев С.Н., Пирогов И.А., Шашикун А.Г. Натурные исследования напряженно-деформированного состояния и консолидации оснований сооружений комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1997. № 1. С. 2—9.
3. Li Sa, Li Jingmei, Yang Jinliang. Liquefaction analysis of the foundation of Erwangzhuang reservoir dam in Tianjin // Proc. of the 4th Int. Conf. on Dam Engineering. Nanjing. A.A. Balkema. 2004. Pp. 477—483.
4. Зарецкий Ю.К., Орехов В.В. Сейсмостойкость грунтовых плотин // Сборник научных трудов Гидропроекта. М., 2000. Вып. 159. С. 361—372.
5. Seed H.B., Lee K.L., Idriss I.M., Makadisi F.I. The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971 // ASCE. J. of the Geotechnical Engineering Division. 1975. Vol. 101. No. 7. Pp. 651—688.
6. Olson S.M., Stark T.D. Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003. Vol. 129. No. 8. Pp. 727—737.
7. Seid-Karbasi M., Atukorala U. Deformations of a zoned rockfill dam from a liquefiable thin foundation layer subjected to earthquake shaking // 21st Century Dam Design — Advances and Adaptations // 31st Annual USSD Conference San Diego. California. April 11—15, 2011. Pp. 1351—1367.
8. Ohmachi T., Kohayakawa M. Missing water at the Aratozawa dam due to the Iwate-Miyagi Nairiku earthquake in 2008 // Proc. of the Int. Symp. on Dams for a Changing World — 80th Annual Meet. and 24th Cong. of ICOLD. Kyoto. Japan, 2012. Pp. (6) 59—64.
9. Casagrande A. Liquefaction and cyclic deformation of sands. A critical review // Proceedings of the Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics und Foundation Engineering. Buenos Aires. Harvard Soil Mechanics Series. 1976. No. 88. 27 p.
10. Seed H.B., Idriss I.M. Simplified procedures for evaluation soil liquefaction potential // Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering. ASCE. Vol. 97. No. 9. Pp. 1249—1273.
11. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М. : Высш. шк., 1982. 512 с.

12. Seed H.B., Lee K.L. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading // Journal of ASCE. 1996. Vol. 92. No. 6. Pp. 105—134.
13. Kenji Ishihara. Soil behavior in earthquake geotechnics // Clarendon Press. Oxford, 1996. 340 p.
14. Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn W.D.L., Harder L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcuson W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed H.B., Stokoe K.H. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2001. 127 (10). Pp. 817—833.
15. Орехов В.В. Объемная математическая модель и результаты расчетных исследований напряженно-деформированного состояния основных сооружений Рогунской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2011. № 4. С. 12—19.
16. Орехов В.В. Расчет взаимодействия сооружений и водонасыщенных грунтовых оснований при статических и сейсмических воздействиях // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2015. № 2. С. 8—12.
17. Biot M.A. Theory of Propagation of Elastic Waves in Fluid Saturated Porous Solid // J. Acoust. Soc. of America. 1956. Vol. 28. No. 1. Pp. 168—179.
18. Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н. Статика и динамика грунтовых плотин. М. : Энергоатомиздат, 1983. 255 с.
19. Зарецкий Ю.К., Корчевский В.Ф. Железнодорожный переход с материка на о. Сахалин через пролив Невельского — Вариант с глухой дамбой и судоходным каналом // Гидротехническое строительство. 2008. № 4. С. 42—49.
20. Орехов В.В. Комплекс вычислительных программ «Земля-89» // Исследования и разработки по компьютерному проектированию фундаментов и оснований : межвузов. сб. Новочеркасск, 1990. С. 14—20.

Поступила в редакцию в октябре 2015 г.

Об авторе: **Орехов Вячеслав Валентинович** — доктор технических наук, главный научный сотрудник научно-технического центра «Экспертиза, проектирование, обследование», Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, V.Orehov@rambler.ru.

Для цитирования: Орехов В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния и устойчивости каменно-набросной дамбы при сейсмическом воздействии // Вестник МГСУ. 2015. № 11. С. 157—166.

V.V. Orekhov

RESEARCH OF STRESS-STRAIN STATE AND STABILITY OF A ROKFILL DAM UNDER SEISMIC ACTIONS

One of the main factors determining the safety of earth sea and river hydraulic structures erected on water-saturated grounds is the process of consolidation, manifested under the action of static and seismic loads. A feature of cohesionless soils located in the structure itself or in its base, is their potential ability to liquefaction under seismic impacts.

This paper describes the method of calculating the saturated soil's environments under seismic actions based on the numerical solution of differential equations of the theory of consolidation by finite element method. The results of the static problem solving for the phased construction of the installation are used as the initial conditions.

In order to describe the deformability of soil materials mathematical model formed by the theory of plastic flow with hardening is used. The parameters of this model are determined by the results of triaxial testing of soils.

As an example, we study the interaction of a sea rockfill dam with a sandy base under seismic impacts, determined by the synthetic accelerograms. The results of calculations of the stress-strain state of the two sections of the dam (shallow and deep) are presented, and assessment is made of the possibility of liquefaction of sandy soil base. It is shown that the pore pressure that occurs in water-saturated cohesionless soil base and the body of the dam under seismic impacts, unloads the soil skeleton, which leads to a decrease in local shear safety factors. And, in the less dense soil base of the shallow section of the dam, the soil skeleton is unloaded to a greater extent, which negatively affects its overall safety factor.

Key words: numerical solution, seawall, seismic action, stress-strain state, pore pressure

References

1. Belkova I.N., Glagovskiy V.B., Gol'din A.L., Lipovetskaya T.F. Konsolidatsiya osnovaniya i osadki damby D-3 kompleksa zashchitnykh sooruzheniy ot navodneniy Sankt-Peterburga [Consolidation of the Base and Settlements of the Dam D-3 of Flood Protection Barrier Complex of St. Petersburg]. *Izvestiya VNIIG im. B.E. Vedeneeva* [Proceedings of B.E. Vedeneev VNIIG]. 2003, vol. 242. Osnovaniya i gruntovye sooruzheniya [Bases and Soil Foundations]. Pp. 60—67. (In Russian)
2. Bugrov A.K., Golli A.V., Kagan A.A., Kuraev S.N., Pirogov I.A., Shashkin A.G. Naturnye issledovaniya napryazhенно-deformirovannogo sostoyaniya i konsolidatsii osnovaniy sooruzheniy kompleksa zashchity Sankt-Peterburga ot navodneniy [Field Studies of Stress-Strain State and Consolidation of Structures Foundations of Flood Protection Complex of Saint Petersburg]. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov* [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 1997, no. 1, pp. 2—9. (In Russian)
3. Li Sa, Li Jingmei, Yang Jinliang. Liquefaction Analysis of the Foundation of Erwangzhuang Reservoir Dam in Tianjin. Proc. of the 4th Int. Conf. on Dam Engineering. Nanjing. A.A. Balkema. 2004, pp. 477—483.
4. Zaretskiy Yu.K., Orekhov V.V. Seysmostoykost' gruntovykh plotin [Seismic Stability of Earth Dams]. *Sbornik nauchnykh trudov Gidroproekta* [Collection of the Scientific Papers of Hydroproject]. Moscow, 2000, no. 159, pp. 361—372. (In Russian)
5. Seed H.B., Lee K.L., Idriss I.M., Makadisi F.I. The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971. ASCE. J. of the Geotechnical Engineering Division. 1975, vol. 101, no. 7, pp. 651—688.
6. Olson S.M., Stark T.D. Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003, vol. 129, no. 8, pp. 727—737. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:8\(727\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(727)).
7. Seid-Karbasi M., Atukorala U. Deformations of a Zoned Rockfill Dam from a Liquefiable Thin Foundation Layer Subjected to Earthquake Shaking. 21st Century Dam Design — Advances and Adaptations. 31st Annual USSD Conference San Diego. California. April 11—15, 2011, pp. 1351—1367.
8. Ohmachi T., Kohayakawa M. Missing Water at the Aratozawa Dam due to the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008. Proc. of the Int. Symp. on Dams for a Changing World — 80th Annual Meet. and 24th Cong. of ICOLD. Kyoto. Japan. 2012, pp. (6) 59—64.
9. Casagrande A. Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands. A Critical Review. Proceedings of the Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics und Foundation Engineering. Buenos Aires. Harvard Soil Mechanics Series. 1976, no. 88, 27 p.
10. Seed H.B., Idriss I.M. Simplified Procedures for Evaluation Soil Liquefaction Potential. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering. ASCE. Vol. 97, no. 9, pp. 1249—1273.
11. Maslov N.N. *Osnovy inzhenernoy geologii i mekhaniki gruntov* [Fundamentals of Engineering Geology and Soil Mechanics]. Moscow, Vysshaya shkola Publ., 1982, 512 p. (In Russian)
12. Seed H.B., Lee K.L. Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading. Journal of ASCE. 1996, vol. 92, no. 6, pp. 105—134.
13. Kenji Ishihara. Soil Behavior in Earthquake Geotechnics. Clarendon Press. Oxford, 1996, 340 p.

14. Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn W.D.L., Harder L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcuson W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed H.B., Stokoe K.H. Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2001, 127 (10), pp. 817—833. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:10\(817\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817)).
15. Orekhov V.V. Ob"emnaya matematicheskaya model' i rezul'taty raschetnykh issledovanii napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya osnovnykh sooruzheniy Rogunskoy GES [Volume Mathematical Model and the Results of Numerical Studies of the Stress-strain State of the Main Structures of the Rogun HPP]. *Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo* [Hydrotechnical Construction]. 2011, no. 4, pp. 12—19. (In Russian)
16. Orekhov V.V. Raschet vzaimodeystviya sooruzheniy i vodonasyshchennykh gruntovykh osnovaniy pri staticheskikh i seysmicheskikh vozdeystviyakh [Calculation of the Interaction of Constructions and Water-Saturated Soil Foundations under Static and Seismic Loads]. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov* [Soil Mechanics and Foundation Engineering]. 2015, no. 2, pp. 8—12. (In Russian)
17. Biot M.A. Theory of Propagation of Elastic Waves in Fluid Saturated Porous Solid. *J. Acoust. Soc. of America*. 1956, vol. 28, no. 1, pp. 168—179.
18. Zaretskiy Yu.K., Lombardo V.N. Statika i Dinamika Gruntovykh Plotin [Statics and Dynamics of Earth Dams]. Moscow, Energoatomizdat Publ., 1983, 255 p.
19. Zaretskiy Yu.K., Korchevskiy V.F. Zheleznodorozhnyy perekhod s materika na o. Sakhalin cherez proliv Nevel'skogo — Variant s glukhoy damboi i sudokhodnym kanalom [Railroad Crossing from the Mainland to Sakhalin Island across the Strait Nevelsky — Option with Deaf Dam and Navigation Channels]. *Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo* [Hydrotechnical Construction]. 2008, no. 4, pp. 42—49. (In Russian)
20. Orekhov V.V. Kompleks vychislitel'nykh programm «Zemlya-89» [Computing Programs Complex "Earth-89"]. *Issledovaniya i razrabotki po kompyuternomu proektirovaniyu fundamentov i osnovaniy : mezhvuzovskiy sbornik* [Interuniversity Collection "Research and Development in Computer-aided Design of Foundations and Bases"]. Novocherkassk, 1990, pp. 14—20. (In Russian)

About the author: **Orekhov Vyacheslav Valentinovich** — Doctor of Technical Sciences, chief research worker, Scientific and Technical Center "Examination, Design, Inspection", **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; V.Orehov@rambler.ru.

For citation: Orekhov V.V. Issledovanie napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya i ustoychivosti kamenno-nabrosnoy damby pri seysmicheskem vozdeystvii [Research of Stress-Strain State and Stability of a Rockfill Dam under Seismic Actions]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2015, no. 11, pp. 157—166. (In Russian)