

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ СТРОЯЩЕЙСЯ КАМЕННОНАБРОСНОЙ ПЛОТИНЫ БОГУЧАНСКОЙ ГЭС

В.П. Табуев

Российский университет дружбы народов
ул. Миклухо-Маклая, 6, Москва, Россия, 117198

Рассмотрены результаты сравнительных расчетов устойчивости откосов Богучанской каменнонасыпной плотины при статических и сейсмических воздействиях, выполненные обычным (метод Терцаги) и численным (методом конечных элементов) методами расчетов. В расчетах по методу Терцаги учитывалось снижение прочности на сдвиг камня с ростом напряжений. В расчетах по МКЭ использовалась идеально упруго-пластическая модель грунтов Мора-Кулона. Расчеты показали большую устойчивость откосов плотины по методу Терцаги по сравнению с МКЭ, что позволило обосновать сейсмостойкость плотины.

Ключевые слова: устойчивость откосов, каменнонасыпная плотина, метод Терцаги, методом конечных элементов.

В начале 2006 г. после 15 лет простоя из-за отсутствия финансирования строительство Богучанской ГЭС мощностью 3000 МВт было возобновлено (пуск первого агрегата отложен на 2010—2011 гг.). Сейчас выполнено около 60% объема работ по бетонной станционной и водосбросной плотине и 25% объема работ по каменно-набросной плотине (рис. 1).

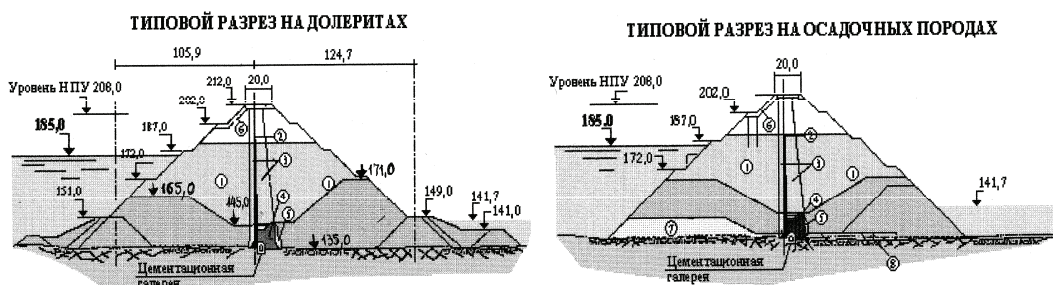


Рис. 1. Разрезы Богучанской КНП, выполненные и предстоящие работы:

- 1 — каменная наброска; 2 — диафрагмы из асфальтобетона;
- 3 — переходные зоны из крупного щебня; 4 — морена;
- 5 — камень; 6 — сортированный камень

Главные проблемы безопасности Богучанской КНП связаны с принятой диафрагмой из литого асфальтобетона (ЛАБД) с содержанием битума 11—12%, с соседними переходными зонами из щебня крупностью до 200 мм, отсутствием надежного контакта ЛАБД с цементационной галереей и завесой и с вертикальной стенкой бетонной плотины и с отсутствием контроля состояния нижней части ЛАБД высотой около 14 м ниже отм. 144 м.

В настоящее время в связи с широким использованием компьютерных программ расчетов напряженно-деформированного состояния (НДС) и устойчивости грунтовых плотин возникла проблема оценки достоверности, как этих программ, так и традиционных инженерных методов (метод Терцаги, Бишопа и др.), основанных на ряде упрощений. Многие крупные каменно-набросные плотины, построенные 50—60 лет назад и основанные на инженерных методах расчета, вполне успешно перенесли ряд сильных землетрясений, несмотря на очень крутые их откосы и отсутствие укатки камня. Это говорит о чрезмерном запасе устойчивости откосов этих плотин и излишней консервативности используемых инженерных методов.

С другой стороны, широкое использование численных методов расчета устойчивости откосов грунтовых плотин основанных на методе конечных элементов (МКЭ) с использованием упруго-пластических моделей грунтов не гарантирует еще достоверность полученных результатов. Поэтому представляется актуальным выполнить сравнение обоих методов расчета устойчивости откосов каменно-набросной (КНП) Богучанской плотины высотой 80 м с учетом реального снижения параметров сдвига камня с ростом нормальных напряжений.

Целью расчетов устойчивости Богучанской КНП является проверка статической и сейсмической (7 баллов) устойчивости откосов плотины полного профиля при проектных геотехнических параметрах камня боковых и переходных зон. Результаты этих расчетов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты расчетов устойчивости откосов Богучанской плотины при проектных геотехнических характеристиках камня

Профиль плотины	Участок основания	Откосы	$K_{уст}^{мин}$ (статика)	$K_{уст}^{мин}$ (сейсмика)
Полный	Долериты	Верховой	1,38	1,20
		Низовой	1,25	1,11
Полный	Осадочные	Верховой	1,38	1,20
		Низовой	1,25	1,17

Как видно из табл. 1, при проектных параметрах камня статическая и сейсмическая устойчивость верхового откоса обеспечена, а низового откоса остается немного ниже допустимых значений (соответственно, 1,32 и 1,18). Из этих расчетов получено, что минимальные коэффициенты запаса устойчивости соответствуют заглубленным поверхностным скольжения, что указывает на необходимость увеличения степени уплотнения камня низовой призмы до 0,9 и антисейсмической пригрузки низового откоса крупным камнем толщиной 5—10 м.

Конечная оценка устойчивости откосов выполнена ниже с учетом снижения прочности камня на сдвиг с ростом нормальных напряжений.

Коэффициент статической устойчивости (1,25) сухого низового откоса Богучанской плотины высотой 80 м со средним (с учетом берм) заложением откоса 1,6 и углом внутреннего трения камня 42 град. оказался на 16% ниже коэффициента устойчивости (1,45) сухого откоса такой же высоты с таким же заложением и углом внутреннего трения, полученным по ранее нами по программе PL-STAB на основе МКЭ и идеально упруго-пластической модели Мора-Кулона.

В численных расчетах устойчивости откосов Богучанской плотины использовались трехосных испытаний горной массы долеритов каменно-земляной плотины Инфиернильо (Мексика) высотой 148 м, полученные проф. Марсалом на самых крупных в мире трехосных приборах с диаметром камеры 1,2 и высотой 2,5 м. В качестве образцов горной массы можно было использовать камень долеритов крупностью до 200 мм, что в 4 раза крупнее образцов щебня (до 50 мм) в намного более мелких приборах типа ПТС-300. Поэтому данные испытаний камня долеритов плотины Инфиернильо, приведенные в монографии Марсала «Каменно-земляные и каменнонасыпные плотины» [1], являются вполне применимыми и для горной массы долеритов Богучанской плотины, учитывая, что грансостав образцов долеритов укладывается в граничные кривые грансостава камня долеритов Богучанской плотины. Физические характеристики камня долеритов плотины Инфиернильо вполне соответствуют таким же характеристикам камня долеритов Богучанской плотины.

В таблице 2 приведены опытные (нормативные) и расчетные (с коэффициентом запаса 1,15 по СНиП-85) значения углов сдвига камня долеритов плотины Инфиернильо, которые использованы в дальнейших расчетах устойчивости Богучанской плотины.

Таблица 2

Опытные и расчетные значения прочности на сдвиг долеритов

Коэффициент пористости, e	Миним. напряжение σ_3 , кг/см ²	σ_1/σ_3	Прочность на сдвиг, τ , кг/см ²	Опытный угол сдвига, $\psi^{норм}$, град.	Расчетный угол сдвига, $\psi^{расч}$, град.
0,63	0,90	6,28	1,64	46,4	42,7
0,60	1,88	5,81	3,20	45,0	41,0
0,56	4,88	4,42	6,45	39,0	35,2
0,53	9,98	4,04	12,1	37,0	33,5
0,51	16,9	3,77	19,0	35,5	32,0
0,49	24,9	3,60	опыт не окончен		

Данные табл. 2 нелинейные зависимости прочности на сдвиг, τ , камня долеритов хорошо описываются следующей степенной зависимостью:

$$\tau = 1,1\sigma^{0,87}. \quad (1)$$

Расчетные значения углов сдвига, полученные на основе данных Марсала, в среднем на 2—4 град. превысили средние расчетные значения углов сдвига горной массы различных пород, что объясняется повышенными по сравнению со средними физическими характеристиками камня долеритов.

Ввиду этого в уточненных расчетах статической и сейсмической устойчивости откосов Богучанской плотины использовались расчетные (переменные) значения углов сдвига камня долеритов, приведенные в табл. 2.

Результаты расчетов статической и сейсмической устойчивости откосов плотины с учетом снижения прочности на сдвиг камня с ростом напряжений. В таблице 3 приведены результаты расчетов статической и сейсмической устойчивости откосов с учетом нелинейности зависимости прочности на сдвиг камня с ростом давления.

Результаты расчетов устойчивости откосов Богучанской плотины с учетом снижения прочности на сдвиг камня с ростом давления

Профиль плотины	Участок основания	Откосы	$K_{уст}^{мин}$	$K_{уст}^{мин}$
			(статика)	(сейсмика)
Полный	Долериты	Низовой	1,28 (1,25)	1,18 (1,11)
		Верховой	1,35 (1,38)	1,18 (1,20)
Полный	Осадочные	Низовой	1,28 (1,25)	1,20 (1,17)
		Верховой	1,35 (1,38)	1,18 (1,20)

Примечание. В скобках даны величины $K_{уст}^{мин}$ для статике и сейсмики при постоянном угле сдвига камня 40 град.

Как видно из табл. 3, при учете нелинейности зависимости прочности на сдвиг камня с ростом давления минимальные коэффициенты запаса $K_{уст}^{мин}$ статической и особенно сейсмической устойчивости низового откоса, соответствующие пологим поверхностям скольжения, немного возросли по сравнению со случаем неучета этого фактора и, практически, равны *допустимым значениям* (соответственно 1,32 и 1,18). Минимальные коэффициенты статической и сейсмической устойчивости обеих откосов, соответствующие глубоким поверхностям скольжения, наоборот, несколько снизились по сравнению со случаем не учета этого фактора, но остались немного выше допустимых значений.

Таким образом, с учетом этих расчетов необходимо увеличить степени уплотнения камня в низовой призме до 0,9 и можно отказаться от применения антисейсмической пригрузки верхового откоса крупным камнем.

Расчет устойчивости откосов Богучанской КНП по программе ADINA с использованием идеально упруго-пластической модели Мора-Кулона. Для моделирования работы грунтового массива использовалась усовершенствованная идеально упруго-пластическая модель Кулона-Мора. Ниже приведены основные зависимости и параметры данной модели.

Основой упругопластического поведения материалов является тот факт, что общие деформации в точке могут быть представлены суммой упругих и пластических деформаций. В теории пластичности вводится понятие функции текучести f , определяющей упруго или пластически работает материал. В соответствии с классической теорией пластичности (ассоциированный закон) приращение пластических деформаций в точке может быть представлено следующим образом:

$$d\varepsilon_p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma}, \quad (2)$$

где λ — скалярный пластический множитель.

Известно, что при применении функции текучести Кулона-Мора в случае развитого течения и больших деформаций грунта эта теория преувеличивает дилатантность среды в пластической стадии деформирования. Поэтому в дополнение

к функции текучести f вводится функция пластического потенциала g . Случай, когда $g \neq f$, называют неассоциированным законом пластичности:

$$d\varepsilon_p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}. \quad (3)$$

Для того, чтобы определить пластический множитель, используется условие сохранения пластического состояния в точке.

По Кулону-Мору, функцию пластичности f можно записать в виде

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_1| + |\sigma_2 + \sigma_3| \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \geq 0, \\ f_2 &= \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + |\sigma_3 + \sigma_1| \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \geq 0, \\ f_3 &= \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + |\sigma_1 + \sigma_2| \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \geq 0. \end{aligned} \quad (4)$$

В пространстве главных координат поверхность текучести может быть представлена правильной шестигранной пирамидой, показанной на рис. 2.

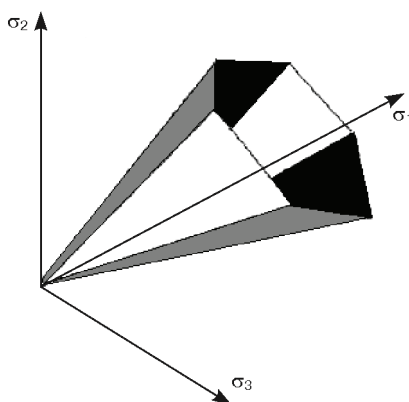


Рис. 2. Поверхность текучести модели Мора-Кулона в пространстве главных координат

Функция пластического потенциала g может быть представлена в виде

$$\begin{aligned} g_1 &= \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} |\sigma_2 + \sigma_3| \cdot \sin \psi, \\ g_2 &= \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} |\sigma_1 + \sigma_3| \cdot \sin \psi, \\ g_3 &= \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} |\sigma_1 + \sigma_2| \cdot \sin \psi, \end{aligned} \quad (5)$$

где ψ — угол дилатансии.

Данный параметр требуется для моделирования пластических объемных деформаций. Особенно актуальным является применение данного параметра для плотных песков. Дилатансия песков зависит как от их плотности, так и от угла внутреннего трения.

Для гравийно-галечниковых грунтов величина угла дилатансии принимается в соответствии с выражением

$$\psi = \varphi - 30^\circ. \quad (6)$$

Следует отметить, что отрицательное значение угла дилатансии применимо лишь для рыхлых песков.

Модель Кулона-Мора требует ввода пяти расчетных параметров (табл. 4), получаемых путем лабораторных или полевых испытаний грунтов:

Таблица 4

Расчетные параметры модели Кулона-Мора

Обозначение	Наименование параметра
G	Модуль сдвига
ν	Коэффициент Пуассона
φ	Угол внутреннего трения
c	Сцепление
ψ	Угол дилатансии

Примечание: $G = E / 2(1 + \nu)$.

Определение коэффициента устойчивости методом пропорционального снижения сдвиговых параметров грунтов. Анализ НДС с помощью МКЭ удовлетворяет всем условиям статического равновесия и позволяет определить не только возможные поверхности скольжения, но и эффективность применения различных мероприятий по повышению устойчивости грунтовых откосов. Поле напряжений в откосе определяется путем решения задачи плоской деформации. Границы области задаются на значительном расстоянии от откоса, поэтому их наличие не влияет на напряженное состояние в самом откосе.

Определение коэффициента общей устойчивости склона в программе ADINA основано на расчетном алгоритме, изложенном в [2]. Метод предполагает пропорциональное изменение прочностных свойств грунта C и $\tan \varphi$ при использовании итерационного процесса решения задачи.

Для модели Кулона-Мора данное выражение переписывается в виде:

$$k = \frac{c + \sigma \cdot \tan \varphi}{c_r + \sigma \cdot \tan \varphi_r}, \quad (7)$$

где C_r и φ_r — значения сцепления и угла внутреннего трения на итерационном шаге, предшествующем шагу, на которой перемещения в расчетной системе становятся незатухающими.

В расчетах принимается, что угол внутреннего трения и сцепление уменьшаются в одинаковой пропорции:

$$\frac{c_r}{c} = \frac{\tan \varphi_r}{\tan \varphi} = M_{sf}. \quad (8)$$

Таким образом, в процессе расчетов величины прочностных характеристик грунтов пропорционально уменьшаются до тех пор, пока массив грунта или ка-

кая-либо его часть не придут в неустойчивое состояние, (деформации становятся незатухающими). Коэффициент запаса устойчивости склона представляет собой отношение истинных значений прочностных характеристик грунта к значениям прочностных характеристик грунта, при которых наступает разрушение массива.

Результаты расчета устойчивости откоса КНП по программе ADINA.

Расчет устойчивости откосов плотины производится методом последовательного уменьшения угла внутреннего трения φ° : в нашем случае от 42° до 33° (рис. 2—5). Это позволяет проследить изменение максимальных перемещений и зафиксировать момент, при каком значении угла произойдет скачок перемещения, и откос плотины потеряет устойчивость.

Коэффициент устойчивости откоса определяют по следующей формуле

$$F = \frac{\text{tg } \varphi_{\text{расч}}}{\text{tg } \varphi_{\text{факт}}}, \tag{9}$$

где $\text{tg } \varphi_{\text{расч}}$ — расчетный угол внутреннего трения; $\text{tg } \varphi_{\text{факт}}$ — угол внутреннего трения, при котором произошли значительные перемещения.

Исходные данные для расчета устойчивости откосов КНП даны в табл. 5.

Таблица 5

Данные для расчета устойчивости откосов

Зоны плотины		γ (т/м ³)	φ (°)	C (т/м ²)	E (МПа)	ν
Боковые призмы	Верховая	1,92	39	—	130	0,3
	Низовая	2,2	42	—	130	0,32
Переходные зоны	Верховая	1,22	39	—	100	0,3
	Низовая	1,41	42	—	100	0,32
Диафрагма (УАБД)		2,42	32	14,5	25	0,28

Используя результаты расчетов пластических горизонтальных перемещений (рис. 2—5), получим коэффициент устойчивости сухого откоса Богучанской КНП равный

$$F = \frac{\text{tg}(42^\circ)}{\text{tg}(33^\circ)} = 1,39.$$

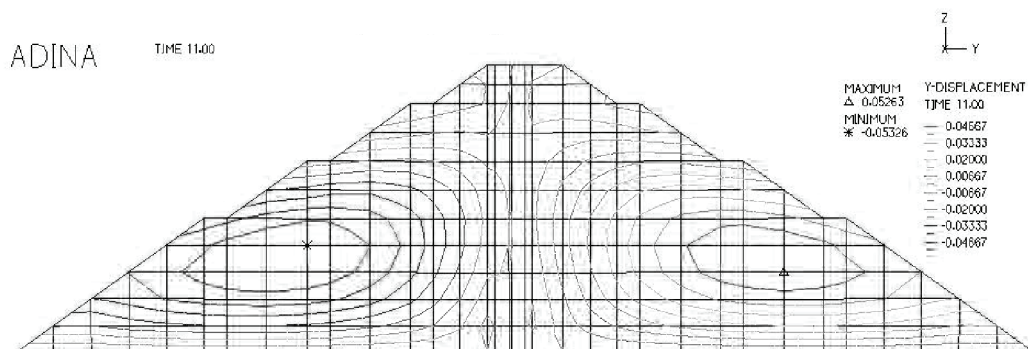


Рис. 2. Горизонтальные перемещения откосов (м) при $\varphi = 42^\circ$ в камне

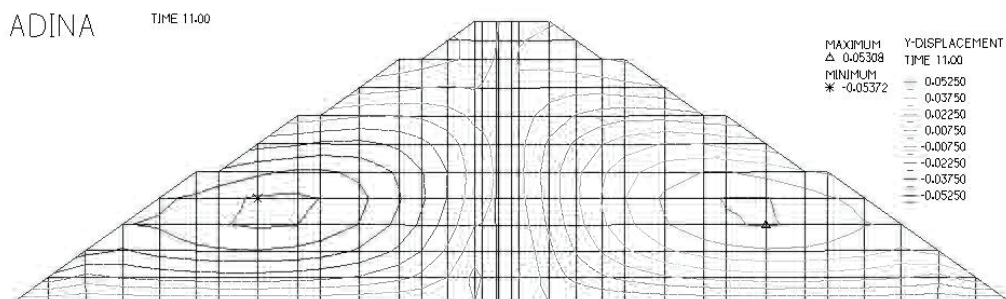


Рис. 3. Горизонтальные перемещения откосов (м) при $\varphi = 39^\circ$ в камне

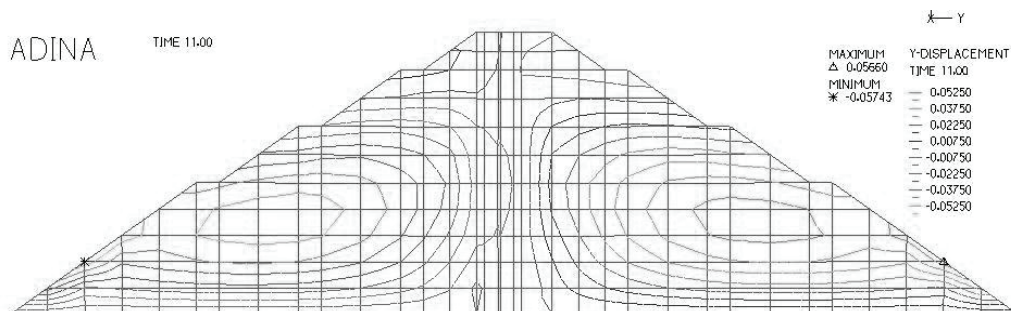


Рис. 4. Горизонтальные перемещения откосов (м) при $\varphi = 36^\circ$ в камне

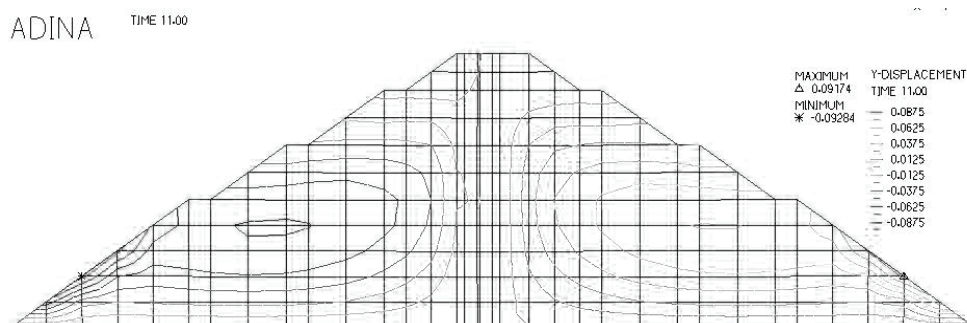


Рис. 5. Горизонтальные перемещения откосов (м) при $\varphi = 33^\circ$ в камне

Из представленных рисунков следует, что резкий рост пластических горизонтальных перемещений камня в основании обоих откосов плотины наблюдается при снижении угла внутреннего трения камня до величины, равной 33 град.

Следует отметить, что коэффициент устойчивости сухих откосов Богучанской КНП (1,39) немного ниже подобного коэффициента (1,46) для откосов по программе PL-STAB, а картина пластических горизонтальных перемещений в откосе Богучанской КНП в целом соответствует картине этих перемещений по программе PL-STAB, полученной нами ранее.

Основные выводы и рекомендации. Ранее выполненные в РУДН сравнительные расчеты устойчивости сухих откосов плотин высотой 50—150 м из горной массы по кругло-цилиндрическим поверхностям скольжения (методам ВНИИГ-Терцаги и Бишопу) и по МКЭ с использованием упруго-пластической модели Мора-Кулона показали, что инженерные методы завышают устойчивость откосов примерно на 20—40% (меньшие цифры относятся к откосам с заложением 1,2, большие — к 2,0) по сравнению с МКЭ, что подтверждается натурными

данными и указывает на необходимость использования МКЭ не только в расчетах напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтовых плотин, но и устойчивости их откосов.

По данным исследований прочности на сдвиг крупнообломочных грунтов, выполненных в бывшем СССР, основным фактором, определяющим их прочность является их плотность и нормальное сжимающее напряжение в грунте, а большинство других факторов (неоднородность, крупность, форма и прочность частиц, содержание пылевато-глинистых фракций и их влажность и др.) влияют в той степени, в которой они влияют на плотность.

В расчетах статической и сейсмической устойчивости откосов высоких каменно-насыпных и каменно-земляных плотин по кругло-цилиндрическим поверхностям скольжения необходимо учитывать снижение прочности на сдвиг камня и галечника с ростом давления, что позволяет обосновать оптимальный и экономичный профиль плотины используя антисейсмическую пригрузку гребня плотины и обоих откосов крупным камнем сохраненных пород и применяя в остальной части боковых призм галечник или менее сохраненный камень.

При учете этого важного фактора минимальные коэффициенты запаса статической и, особенно, сейсмической устойчивости откосов Богучанской КНП, соответствующие пологим поверхностям скольжения, возрастают на 5—10% по сравнению со случаем его неучета, а средние коэффициенты устойчивости, соответствующие глубоким поверхностям скольжения, наоборот, снижаются настолько же, т.е. происходит благоприятное выравнивание коэффициентов устойчивости.

Относительная плотность камня в плотине является одним из основных факторов повышения статической и сейсмической устойчивости ее откосов. Для Богучанской КНП показана необходимость увеличения относительной плотности камня долеритов в верховой призме до 0,9.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] *Smith I., Griffiths D.* Programming the Finite Element Method (3-rd edition). Jon Wiley & Sons. New-York; Brisbane; Toronto; Chichester; Weinheim. 1999. P. 535.
- [2] *Marsal R. etc.* Presas de Tierra y Enrocamiento. Limosa P., Mexico, 1975. P. 750.

ASSESSMENT OF SLOPES STABILITY OF ROCKFILL DAM OF BOGUCHANSK HYDROPOWER PLANT

V.P. Tabuev

Peoples' Friendship University of Russia
Mikluho-Maklaja str., 6, Moscow, Russia, 117198

Results of comparative analyses of slopes stability of Boguchansk rockfill dam under action of static and seismic loads are presented. Analyses are performed by traditional (Terzhagi) and numerical (Finite Elements) methods. In the first method the decrease of shear strength of rockfill with increase of normal stresses was considered. In the latter the Mohr-Coulomb perfectly elasticplastic model for rockfill was used. The large margin of slopes stability by Terzhagi method was obtained comparing with F.E. method that allowed to justify the seismic stability of the dam.

Key words: rockfill dam, slopes stability, static and seismic loads, shear strength of rockfill.