УДК 624.131.7

М.П. Саинов

ФГБОУ ВПО «МГСУ»

**ПАРАМЕТРЫ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ
КРУПНООБЛОМОЧНЫХ ГРУНТОВ
В ТЕЛЕ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН**

Сделана попытка обобщить результаты стабилометрических испытаний крупнообломочных грунтов, выполненных другими авторами, а также дать рекомендации по определению параметров нелинейных моделей грунтов. Даны значения модулей объемной деформации гравийно-галечникового грунта и горной массы. Показано, что зависимость начальных модулей сдвига от напряжения обжатия может быть описана степенной формулой. Подтверждено предложение профессора Л.Н. Рассказова о возможности описания объемной деформации при контракции через интенсивность касательных деформаций.

Ключевые слова: галечник, каменная наброска, стабилометрические испытания, модуль деформации, дилатансия, крупнообломочные грунты, грунтовые плотины.

В мире уже построено и продолжает строиться множество высоких каменных и каменно-земляных плотин. Эти плотины — уникальные грунтовые сооружения со сложным характером работы, в которых грунт испытывает большие нагрузки и находится в условиях сложного напряженного состояния. Для проектирования надежных конструкций таких сооружений необходимо уметь выполнять расчеты их устойчивости, осадок и смещений. Однако ведение этих расчетов осложняется тем, что именно в высоких плотинах ярко проявляется нелинейный характер поведения грунтов. Уже давно хорошо известно [1], что расчеты таких плотин должны вестись только с учетом нелинейности деформирования грунтов, последовательности приложения нагрузок и роста самой плотины.

Необходимость в строительстве высоких грунтовых плотин зачастую вызывает потребность в экспериментальных исследованиях свойств камня, укладываемого в тело плотины. К настоящему времени в лабораториях различных стран выполнено множество стабилометрических испытаний крупнообломочных грунтов [2—9], накоплен большой экспериментальный материал, выявлены основные особенности этих грунтов.

Экспериментальные исследования показали, что крупнообломочные грунты деформируются нелинейно, при их деформировании проявляются не только пластические, но и дилатантные свойства. Выявлена связь деформаций и прочностного состоя-

M.P. Sainov

Moscow State University of Civil Engineering

**DEFORMATION PARAMETERS
OF MACROFRAGMENT SOILS
IN SOIL DAMS**

The author tries to generalize the results of testing of macrofragment soils, made by other authors and to give recommendations on defining nonlinear model soils parameters. The article gives definitions of volume weight of gravel and pebble ground and mined rock. It's shown that starting shift modules depending on stress due to prestress can be described in power formula. The author confirms Professor L.N. Rasskazov's idea about the possibility of describing volume deformation in contraction through intensity of tangent deformation.

Key words: pebble, quarry fill, stabilometric tests, deformation module, dilatancy, macrofragment soils, soil dams.

There are many stone and stone earth-fill dams in the world. These dams are unique complicated soil structures under big load and in stress state. Designing reliable constructions demands calculations of stability, shrinkage and shifting. However, nonlinear response of ground soils in high dams makes the calculations complicated. It is a well-known fact [1], that the calculations of such dams should consider nonlinear ground deformation, successiveness in charging loads and growth of dam.

Constructing high ground dams needs pilot studies of dam stone properties. So far, we have made lots of stabilometric tests of macro fragment soils [2—9]. The experiments showed main peculiarities of the soils.

Pilot studies proved that macrofragment soil is not deformed linearly, showing not only plastic, but dilatant properties as well. Deformations and soil strength are interrelated. Durability and deformability of macrofragment soils essentially depend on their squeezing. Without squeezing they quickly collapse, and under high pressure of squeezing their durability increases a lot.

ния грунта. Исследования показали, что прочность и деформируемость крупнообломочных грунтов существенно образом зависит от их обжатия. При отсутствии обжатия они быстро разрушаются, а при высоких давлениях обжатия имеют очень высокую прочность.

Однако, несмотря на большое количество экспериментальных исследований крупнообломочных грунтов, надежных экспериментальных данных их свойств до сих пор нет, поскольку проведение экспериментов с камнем очень затруднительно. Максимальный размер частиц крупнообломочных грунтов достигает сотен миллиметров. Чтобы исследовать такие грунты, нужны крупномасштабные лабораторные установки. При этом данные установки должны позволять вести испытания при тех давлениях, которые испытывает камень в теле плотины (до 2...5 МПа). Такие испытательные стенды очень дорогостоящи, поэтому обычно вместо реальных крупнообломочных грунтов испытывают модельные грунты на приборах меньшего масштаба.

В основном имеем результаты экспериментальных исследований не самих крупнообломочных грунтов, а их более мелкозернистых аналогов — модельных грунтов. Этим и объясняется отсутствие надежных данных о деформируемости крупнообломочных грунтов. Исследования, выполненные на модельных грунтах, в большинстве своем не применимы для расчетов плотин, так как они не в полной мере отражают поведение реальных грунтов в теле плотины.

Во-первых, отличие зернового состава модельного грунта от реального ведет к искажению деформируемости грунтов. В опытах Гупта (Индия) [3, 4] ограничение в экспериментах крупности модельного гравийно-галечникового грунта приводило к снижению его модулей сдвига.

Во-вторых, модельные грунты имеют иную плотность сложения, нежели реальные, поэтому их свойства, полученные экспериментально, нельзя относить к свойствам реальных грунтов.

Несмотря на множество экспериментальных исследований свойств крупнообломочных грунтов, у нас очень мало достоверных данных об их деформируемости. Можно использовать только экспериментальные данные, полученные Марсалом [1, 6], Марахи [5] и Гупта [3, 4], и частично данные экспериментов, выполненных во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева.

Все эти исследования проводились на приборах трехосного сжатия по стандартной методике. Сначала проводилось обжатие грунта одинаковым по всем направлениям напряжением σ_3 , а затем наращивалось

However, despite numerous pilot studies of macrofragment soil, there is no reliable experimental data on their properties, as carrying out experiments with a stone is difficult to carry out. The maximum size of macrofragment soil particles reaches hundred millimeters. Investigation of such soils demands high-volume laboratory installations. Pressures in the test should be equal to those of a dam stone (up to 2...5 MPa). Such testing stands are very expensive and therefore usually instead of real macrofragment soil, smaller devices are used.

Generally pilot studies show results of not macrofragment soil, but their more fine-grained analogs — model soil. That explains the lack of reliable data on deformability of macrofragment soil. Most researches on model soil are not applicable for calculations of dams, as they do not reflect fully the behavior of real soil in a dam.

First, the difference of grain composition model soil and the real one results in distortion of soil deformability. Gupta's (India) experiences [3, 4] showed that the restriction of macrofragment model gravel and pebble soil leads to decrease in shift modules.

Secondly, gravity composition of model soils differs from that of real one; therefore, we do not consider their properties available from experiments as real soil properties. Despite many pilot studies of macrofragment soil properties, there're few reliable data on their deformability. It is possible to use only experimental data obtained by Marsal [1, 6], Marachi [5] and Gupta [3, 4], and partially the experimental data collected in VNIIG (All-Russian Vedeneev Hydraulic Engineering Research Institute).

All the researches were made on three-axial devices with standard methods. First, there was prestress of soil in all directions with stress σ_3 , then the stress through vertical axis σ_1 was increased, while stress due to prestress σ_3 stayed constant.

напряжение по одной (вертикальной) оси σ_1 при неизменном напряжении обжатия σ_3 .

Исследования Марсала [6] проводились в 1960-х гг. в Мексике при строительстве плотины Инфернильо. Для них были построены специальные крупномасштабные приборы трехосного сжатия, которые позволяли проводить испытания в широком диапазоне давлений обжатия. Марачи проводил эксперименты в 1970-х гг. при строительстве двух высоких плотин в Калифорнии (США): Оровилл и Пирамид [5]. Он использовал модельные грунты. Исследования профессора Гупта проводились для плотин Ранджит Сагар и Пурулия в Индии [3, 4].

Во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева в 1990-х гг. проводились исследования для грунтов Нурекской плотины, плотины Тери и плотины Зарамагской ГЭС. Использовался крупномасштабный прибор ПТС-300.

Но даже перечисленные выше данные не являются исчерпывающими и не дают полного представления о поведении крупнообломочных грунтов. Это связано в основном с техническими ограничениями при проведении экспериментов (табл. 1). В частности, только исследования Марсала относятся к реальным грунтам, а остальные — хотя и к достаточно крупнозернистым, но все же к модельным грунтам.

Marsal's researches [6] took place in 1960-s in the process of constructing Infernilyo dam. Special big three axes devices made it possible to do the tests in wide range of prestress pressure. Marachi did the experiments in 1970-s in constructing two dams in California: Orovill and Pyramid [5]. He used model soils. Professor Gupta made researches for Randzhit Sagar and Puruliya in India [3, 4].

Researches for Nureksk dam, Teri dam and Zaramag hydro-electric power station dam took place in VNIIG named after B. E. Vedeneyev. High-volume device PTS-300 was used for that purpose.

But even all the above-mentioned data don't provide comprehensive information about macrofragment soils behavior. That is connected mainly with technical restrictions in experiments (tab. 1). Particularly, Marsal's researches relate to real soils and all the others — to model soils, macrofragment though they are.

Табл. 1. Параметры стабилметрических испытаний крупнообломочных грунтов

Автор экспериментов / Authors of experiments	Размеры образцов, мм / Sample sizes, mm		Максимальная крупность частиц, мм / Maximum particle size, mm	Максимальное напряже- ние обжатия, МПа / Maximum stress due to prestress, MPa
	Диаметр / Diameter	Высота / Height		
Марсал / Marsal	1130	2500	180	0,05...2,5
Марачи / Marachi	36...91	—	15	0,2...4,4
Гупта / Gupta	381	813	25...80	до 1,4
ВНИИГ / VNIIG	300	650	60	до 2,0

Tab. 1. Stabilometric tests parameters of macrofragment soils

Но можно выделить и другие существенные недостатки проведенных экспериментальных исследований:

1) отсутствие данных о деформировании грунтов на участке всестороннего сжатия (в исследованиях Марсала и Гупта). Это, по-видимому, связано с неточностями в измерениях объемных деформаций, которые часто наблюдаются в приборах трехосного сжатия;

2) исследуемые грунты не соответствуют по плотностям сложения грунтам тела плотины. Например, имеющиеся данные Марсала о деформациях горной массы в стабилметре относятся к камню с низкой плотностью — $1,7 \text{ т/м}^3$, это рыхлый грунт. В настоящее время при строительстве плотин горную массу укладывают с плотностью

The essential drawbacks of experimental researches are:

1) there are no data on soils' deformation in the area of prestress (in Marsal's and Gupta's researches). That's probably connected with incorrect measuring of volume deformations that often take place in three-axes compression devices;

2) the tested soils don't correspond in composition density to dam soils. For example, Marsal's data about the mined rock deformation in stabilometer relate to low density stone — $1,7 \text{ т/м}^3$, it's a mellow soil. Nowadays, in constructing dams, mined rock is set with density $1.95...2.00 \text{ т/м}^3$.

1,95...2,00 т/м³. Во ВНИИГ щебенистые грунты также исследовались при низких плотностях сложения.

В данной статье мы поставили задачу, собрать и проанализировав имеющиеся данные, выбрать из них пригодные для практического расчета грунтовых плотин.

Деформируемость при всестороннем сжатии. Как показывают эксперименты с грунтами их деформируемость при всестороннем сжатии уменьшается по мере роста обжатия. Она может быть описана формулой [1, 10]:

$$e = \frac{\sigma^n}{E_0}, \quad (1)$$

где E_0 — модуль объемного сжатия при напряжении 1 тс/м³; n — показатель степени.

Для того чтобы описывать деформации при всестороннем сжатии достаточно знать E_0 и n .

Экспериментальных данных об объемных деформациях грунтов на участке изотропного сжатия имеется очень мало. У Марачи [3] есть данные об испытаниях одного гравийно-галечникового грунта (разнозернистый грунт плотины Оровилл) и трех испытаниях щебенистых грунтов (дробленый базальт и грунт плотины Пирамид) (рис. 1). Исследованный грунт плотины Оровилл имел плотность 2,23 т/м³, а щебенистые грунты — плотность почти 1,9 т/м³.

In VNIIG crushed stone soils were tested in low composition density.

The task of the present article is to gather and analyze the data and to choose the most suitable of them for soil dam calculation.

Deformability in all-around compression. According to the experiments, deformability in all-around compression decreases with increasing of prestress. It may be described in the formula [1, 10]:

where E_0 — volume compression module in stress 1 ts/m³; n — index.

To describe deformation in all-around compression it's sufficient to know E_0 and n .

There are few experimental data of volume deformation of soils in isotropic compression area. Marachi presents data [3] of gravel pebble soil (Orovill dam) and three tests of crushed stone soil (crushed basalt and Pyramid dam soil) (Fig. 1). The tested soil density was 2.23 t/m³, and the crushed stone soil density was nearly 1.9 t/m³.

Рис. 1. Результаты испытаний Марачи грунтов на участке всестороннего сжатия

Fig. 1. Marachi tests results in all-around compression area

Во ВНИИГ исследовались модельные смеси двух щебенистых (для плотин Нурекской и Тери) (рис. 2) и четырех гравийно-галечниковых грунтов (рис. 3). Однако большая их часть имела низкую плотность. Например, щебенистый грунт плотины Тери имел плотность 1,7 т/м³, а Нурекской — 1,79 т/м³. Гравийно-галечниковые грунты исследовались при более высоких плотностях: Нурекский галечник — 2,1 т/м³, Зарамагской плотины — 2,10 и 2,19 т/м³, Тери — 2,28 т/м³. Со-

In VNIIG model mixes of two crushed stone soils (for Nureksk and Teri dams) (fig. 2) and four gravel pebble soils (fig. 3) were tested. Though most of them had low density. For example, crushed stone soils of Teri dam was 1.7 t/m³, and Nureksk dam — 1.79 t/m³. Gravel pebble soils were tested in higher densities: Nureksk pebble — 2.1 t/m³, Zaramag dam — 2.10 and 2.19 t/m³, Teri — 2.28 t/m³. So,

ответственно плотности деформируемость при объемном сжатии у всех грунтов сильно различалась.

according to the density, deformability of all the soils in all-around compression was highly different.

Рис. 2. Результаты испытаний моделей щебенистых грунтов при всестороннем сжатии (опыты ВНИИГ)

Fig. 2. Tests results of crushed stone soil models in all-around compression (VNIIG tests)

Рис. 3. Результаты испытаний моделей гравийно-галечниковых грунтов при всестороннем сжатии (опыты ВНИИГ)

Fig. 3. Tests results of gravel and pebble soil models in all-around compression (VNIIG tests)

Чтобы можно было оценить по имеющимся данным деформируемость реальных грунтов высоких плотин, было решено привести модельные грунты к той плотности, которую имеет грунт в теле плотины. Для горной массы за такую «эталонную» плотность мы приняли $1,95 \text{ т/м}^3$, для гравийно-галечникового грунта — не менее $2,20 \text{ т/м}^3$.

Для этого на каждой компрессионной кривой $e = f(\sigma)$ выбирался только тот участок, в котором плотность не меньше заданной. Точка на компрессионной кривой, соответствующая заданной плотности становилась ее новым началом. Эта точка находилась по объемной деформации e , вычисленной по формуле

In order to estimate the deformability of real soils according to the data, model soils density should be equal to that of a ground dam. Basic density of mined rock was 1.95 т/м^3 , for gravel and pebble soil — not less than 2.20 т/м^3 .

For that purpose, on every compression curve $e = f(\sigma)$, the density of chosen area should not be less than the given one. A point on the curve, corresponding to the given density, was its new start. That point was calculated with volume deformation e , in the formula

$$e = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{1 + \varepsilon_0}, \quad (2)$$

где ε_0 — начальный коэффициент пористости (до нагружения); ε — коэффициент пористости, соответствующий заданной плотности.

Если исходные кривые были недостаточной длины, они экстраполировались по зависимости (1).

where ε_0 — is the initial porosity coefficient (before loading); ε — porosity coefficient corresponding to the given density.

In case, the original curves weren't long enough, they were extrapolated on dependence (1).

Описанным способом мы получили семейство новых компрессионных кривых для щебенистых (рис. 4) и гравийно-галечниковых грунтов (рис. 5). В них сжимаемость модельных грунтов была существенно меньше, чем в исходных. По своей деформируемости они стали близки к грунтам, испытанным Марачи.

We used the described method for making a set of new compression curves for crushed stone soil (fig. 4) and gravel pebble soil (fig. 5). Model soil pressure in them was much less than in the original. Their deformability was closer to Marachi tested soils.

Рис. 4. Кривые деформаций щебенистых грунтов при всестороннем сжатии

Fig. 4. Deformation curves of crushed stone soils in all-around compression

Рис. 5. Кривые деформаций гравийно-галечных грунтов при всестороннем сжатии

Fig. 5. Deformation curves of gravel and pebble soil models in all-around compression

Для новых кривых $e = f(\sigma)$ были найдены параметры E_0 и n (табл. 2).

For new curves $e = f(\sigma)$ parameters E_0 and n (tab. 2) were found.

Табл. 2. Параметры кривых деформируемости грунтов при всестороннем сжатии

Tab. 2. Deformation curves of soils in all-around compression

Грунт / Soil	Кривая / Curve	E_0 , тс/м ³ / E_0 , ts/m ³	n
Горная масса / Mined rock	Минимум / Minimum	10500	0,97
	Максимум / Maximum	1713	0,81
	Средняя / Middle	3200	0,88
Гравийно-галечниковый грунт / Gravel and pebble soil	Минимум / Minimum	1986	0,62
	Максимум / Maximum	2420	0,85
	Средняя / Middle	2200	0,75
	Тери / Teri	359	0,45

Сравнивая деформируемость горной массы и гравийно-галечниковых грунтов (рис. 6), можно увидеть:

горная масса примерно на 20...40 % более деформируема;

объемные деформации гравийно-галечникового грунта затухают быстрее, чем у горной массы.

Для гравийно-галечникового грунта зависимость (1) имеет более нелинейный характер, чем у горной массы.

Comparing deformability of mined rock and gravel pebble soils (fig. 6), we can see that:

mined rock is 20...40 % more deformable;

volume deformations of gravel pebble soils disappear more quickly than those of mined rock.

The dependence of gravel pebble soil is less linear than that of mined rock.

Рис. 6. Сравнение зависимостей $e = f(\sigma)$ крупно-обломочных грунтов при всестороннем сжатии

Fig. 6. Comparing of dependencies $e = f(\sigma)$ of macrofragment soils in all-around compression

Для проверки полученных значений мы проанализировали объемную деформируемость грунтов, испытанных Марсалом, на девиаторном участке нагружения. Как известно, вследствие дилатансии при деформациях формоизменения возникают и объемные деформации.

Соответственно, на основании формулы (1) должно выполняться соотношение между приращением объемной деформации Δe и приращением средних напряжений $\Delta \sigma$:

$$\Delta e = \frac{n \sigma^{n-1}}{E_0} \Delta \sigma. \quad (3)$$

Так как из опытов нам известны величины Δe , $\Delta \sigma$ и σ , теоретически можно найти параметры объемного деформирования n и E_0 . Однако опыт показывает, что при девиаторном нагружении кривая $e = f(\sigma)$ отклоняется от кривой, соответствующей всестороннему обжатию, и грунт сжимается более эффективно — наблюдается *контракция*. Поэтому вычисленный таким образом модуль объемной деформации E_0 окажется меньше, чем реальный. Однако таким способом можно узнать минимальное значение E_0 и оценить показатель степени n .

If we know Δe , $\Delta \sigma$ and σ , theoretically we can find volume deforming parameters n and E_0 . The experience, however shows, that under deviatoric loading, the curve $e = f(\sigma)$ diverges from all-around compression curve and soil compresses more effectively — contraction is observed. And so the given volume deformation module proves to be less than real. But such a method helps to know minimum value E_0 and to evaluate index degree n .

Processing Marsal's results we got the following approximate parameters:

Путем обработки результатов экспериментов Марсала мы получили следующие приближительные параметры:

для галечника $n = 0,65$, $E_0 = 550$ тс/м²;
горной массы $n = 0,75$, $E_0 = 330$ тс/м².

Подсчитанные по формуле (1) с использованием данных значений объемные деформации грунта в 3—4 раза превышают показанные на рис. 4, что косвенно подтверждает правильность данных, приведенных в табл. 2.

Деформируемость на участке формоизменения. Для анализа деформируемости крупнообломочных грунтов на девиаторном участке нагружения мы использовали данные Марсала и Гупта, так как только они относятся к крупнообломочным грунтам, а не к их мелкозернистым аналогам. Результаты испытаний грунтов, проведенных Марсалом (рис. 7, 8), и экспериментов Гупта (рис. 9, 10) представлены в виде зависимостей $(\sigma_1 - \sigma_3)$ и радиальной линейной деформаций $e_{\text{бок}}$ от осевой линейной деформации e_0 . Здесь σ_3 — напряжение обжатия; σ_1 — напряжение на торцевой грани образца.

for pebbles $n = 0,65$, $E_0 = 550$ ts/m²;
for mined rock $n = 0,75$, $E_0 = 330$ ts/m².

The volume deformations of soil Calculated in formula (1) with the help of given definitions are 3—4 times higher than those in fig. 4, that in its turn proves the correctness of data in tab. 2.

Deformability in form changing area. To analyze deformability of macro fragment soils in deviator loading area we used Marsal's and Gupta's data, as they are the only ones related to macrofragment soils and not to their smaller fraction analogs. In fig. 7, 8 we can see the results of soil tests by Marsal, in fig. 9, 10 the results of Gupta's experiments. They are presented in the form of dependencies $(\sigma_1 - \sigma_3)$ and radial linear deformation e_{lat} from axial linear deformation e_0 . Here, σ_3 — stress due to prestress; σ_1 — stress on end face of the sample.

Рис. 7. Результаты испытаний гравийно-галечникового грунта на девиаторном участке (опыты Марсала)

Fig. 7. Test results of gravel and pebble soil in deviator area (Marsal's experiments)

Рис. 8. Результаты испытаний горной массы на девиаторном участке (опыты Марсала)

Fig. 8. Test results of mined rock in deviator area (Marsal's experiments)

Рис. 9. Результаты испытаний гравийно-галечникового грунта на девиаторном участке (опыты Гупта)

Fig. 9. Test results of gravel and pebble soil in deviator area (Gupta's experiments)

Рис. 10. Результаты испытаний горной массы на девиаторном участке (опыты Гупта)

Fig. 10. Test results of mined rock in deviatoric area (Gupta's experiments)

Большой интерес при анализе результатов представляют начальные значения модулей сдвига, т.е. значения модулей сдвига при первой ступени девиаторного нагружения. Их легко найти из формулы

The original shift module volumes, that is, shift module volumes in the first stage of deviatoric loading, in analyzing the results are of utmost interest. It's easily seen from the formula

$$G = \frac{T}{\Gamma}, \quad (4)$$

где $T = \frac{1}{\sqrt{3}}(\sigma_1 - \sigma_3)$ — второй инвариант девиатора напряжений; $\Gamma = \frac{2}{\sqrt{3}}(e_o - e_{бок})$ — второй инвариант девиатора деформаций.

В результате были получены графики изменения начальных значений модулей сдвига G в зависимости от напряжения обжатия σ (или σ_3). Они показаны на рис. 11 и 12. Можно заметить, что модуль сдвига увеличивается с ростом напряжения обжатия. Причем в опытах Гупта модули сдвига для горной массы и гравийно-галечниковых грунтов примерно одинаковы. В опытах Марсала у гравийно-галечникового грунта модули сдвига примерно в 2 раза больше, чем в опытах Гупта

where $T = \frac{1}{\sqrt{3}}(\sigma_1 - \sigma_3)$ — the second invariant of deviatoric loading; $\Gamma = \frac{2}{\sqrt{3}}(e_o - e_{lat})$ — the second invariant of deformation deviator.

As a result, we got the diagrams of changing shift modules G basic volumes depending on stress due to prestress σ (or σ_3). They are shown in fig. 11 and 12. It's evident that the bigger is stress the more is shift module. Besides, shift modules for mined rock and gravel pebble soils in Gupta's experiments are nearly the same. In Marsal's experiments shift module in gravel and pebble soils are 2 times higher than in Gupta's experiments (fig. 12). Shift modules in mined rock in Gupta's and

(рис. 12). Для горной массы модули сдвига, полученные Марсалом и Гупта, очень близки между собой (рис. 11), хотя Марсал испытывал довольно рыхлую горную массу, а Гупта — более уплотненную.

Marsal's experiments are close to each other (fig. 11). Though Marsal tested mellow soil and Gupta — more solid one.

Рис. 11. Изменение значений начального модуля сдвига горной массы от напряжения обжатия

Fig. 11. Changing shift modules of mined rock basic volumes depending on stress due to prestress

Рис. 12. Изменение значений начального модуля сдвига гравийно-галечникового грунта от напряжения обжатия

Fig. 12. Changing shift modules of pebble and soil basic volumes depending on stress due to prestress

Зависимость модуля сдвига G от напряжения обжатия σ (или σ_3) неплохо аппроксимируется степенной зависимостью вида

The dependence of changing shift modules G on stress due to prestress σ (or σ_3) is approximated well by power dependence as:

$$G = G_1 \sigma^m, \quad (5)$$

где G_1 — модуль сдвига при напряжении $\sigma = 1 \text{ тс/м}^3$; m — показатель степени.

where G_1 — shift module in stress $\sigma = 1 \text{ ts/m}^3$; m — degree index.

Это хорошо видно из рис. 11 и 12. В табл. 3 приведены показатели G_1 и m аппроксимирующих зависимостей.

It can be seen in fig. 11 and 12. In tab. 3 indexes of approximative dependencies are presented.

Табл. 3. Параметры аппроксимирующей функции для зависимости начального модуля сдвига от напряжения обжатия

Tab. 3. Approximative functions parameters for basic shift module dependence on stress due to prestress

Параметр / Parameter	Горная масса / Rockfill		Гравийно-галечниковый грунт / Gravel and pebble soil	
	Марсал / Marsal	Гупта / Gupta	Марсал / Marsal	Гупта / Gupta
$G_1, \text{тс/м}^3$	220	230	800	250
m	0,65	0,63	0,65	0,65

Интересно отметить, что во всех случаях для горной массы и галечника показатели степени близки к 0,6...0,65. Поэтому можно предположить, что величина показателя степени m не связана с величиной показателя степени n , так как она различна для горной массы и для галечника.

До сих пор мы рассматривали деформируемость крупнообломочных грунтов в самом начале девиаторного нагружения. Теперь рассмотрим, как деформируются эти грунты при дальнейшем нагружении.

Во-первых, интересно сравнить предел сопротивления сдвигу грунтов, испытанных Марсалом и Гупта, т.е. сравнить их прочность. Для этого на рис. 13 построены огибающие кругов Мора, характеризующих предельное напряженное состояние. Из рисунка видно: у Марсала и у Гупта прочность галечниковых грунтов выше, чем прочность горной массы.

Рис. 13. Огибающие кругов Мора для крупнообломочных грунтов

It's interesting to note, that rockfill and pebble indexes in all cases are close to 0.6...0.65. On that base we can assume, that index m is not connected with index n , as it is different for rockfill and for pebble.

Until now we have regarded deformability of macrofragment soils in the beginning of deviator loading. Now let's consider the deformation of these soils under further loading.

First of all it's interesting to compare the resistance limits of soils' shift tested by Marsal and Gupta, that is to compare their strengths. For that purpose, we drew enveloping stress circles (fig. 13), characterizing stress limit. The figure shows that pebble soil stress in Marsal's and Gupta's tests is higher than rockfill strength.

Fig. 13. Enveloping stress circles for macrofragment soils

Все огибающие кругов Мора — криволинейные на участке малых напряжений (до 1,2 МПа), а при больших напряжениях зависимость $\tau = f(\sigma)$ — линейна. В табл. 4 приведены значения начальных (при $\sigma = 0$) и конечных (при больших напряжениях) углов внутреннего трения.

All enveloping stress circles are curve-linear in low stress area (up to 1.2 MPa), and linear — under big stresses $\tau = f(\sigma)$. In tab. 4 there are indexes of initial ($\sigma = 0$) and end (in big stresses) friction internal angle

Табл. 4. Углы внутреннего трения крупнообломочных грунтов

Грунт / Soil	Эксперименты / Tests	$\varphi_{\text{нач}} / \varphi_{\text{initial}}$	$\varphi_{\text{кон}} / \varphi_{\text{end}}$
Гравийно-галечник / Gravel and pebble	Марсал / Marsal	51,0	36
	Гупта / Gupta	52,5	50
Горная масса / Rockfill	Марсал / Marsal	46,2	30
	Гупта / Gupta	48,0	30

Tab. 4. Friction internal angle of macrofragment soils

Согласно приведенным данным у Марсала и Гупта горная масса имеет приблизи-

According to Marsal and Gupta, rockfill has the same low strength comparing with

тельно одинаковую прочность, довольно низкую по сравнению с обычными. По-видимому, в обоих случаях горная масса недостаточно уплотнена.

Галечник у Гупта имеет гораздо более высокую прочность, чем у Марсала, при этом его прочность неестественно высока.

Для сравнения деформируемости грунтов в опытах Гупта и Марсала на рис. 14 и 15 совмещены лученные ими кривые $(\sigma_1 - \sigma_3) = f(\epsilon_n)$.

У Марсала (рис. 14) горная масса имеет более высокую прочность, но более деформируема, что, скорее всего, объясняется ее пониженной плотностью. Низкая прочность горной массы у Гупта, по-видимому, объясняется масштабным эффектом: Гупта испытывал модельный, а не реальный грунт (как Марсал).

normal. It seems that rockfill isn't hard enough.

Gupta's pebble strength is much higher than that of Marsal's. It's even unnaturally high.

To compare soil deformability in Marsal's and Gupta's tests, there are curves in fig. 14, 15, made by the authors.

Rockfill in Marsal's tests (fig. 14) has higher strength and more deformable that is explained with its low density. Gupta's rockfill low strength is explained by scale effect, as Gupta tested model soil instead of real one (as Marsal did).

Рис. 14. Сравнение деформируемости горной массы в опытах Марсала и Гупта на девиаторном участке

Fig. 14. Comparison of rockfill deformability in deviator loading in Marsal's and Gupta's tests

У галечников в опытах Марсала и Гупта деформируемость примерно одинакова, хотя их прочность (см. рис. 13) и начальные модули сдвига (см. рис. 12) сильно отличаются.

Pebble deformability in Marsal's and Gupta's tests is nearly the same, though their strength (fig. 13) and initial shift modules (fig. 12) are much different.

Рис. 15. Сравнение деформируемости галечников в опытах Марсала и Гупта на девиаторном участке

Fig. 15. Comparison of pebble deformability in deviator loading in Marsal's and Gupta's tests

Результаты экспериментов Марсала и Гупта также позволяют оценить дилатантные свойства крупнообломочных грунтов. Как видно из опытов Марсала (рис. 15 и 16), при девиаторном

Test results of Marsal and Gupta make it possible to evaluate dilatancy properties of macrofragment soils. As it's clear from Marsal's tests (fig. 15, 16) the growth of volume

нагружении рост объемных деформаций не пропорционален росту осевых деформаций. Для экспериментов Марсала характерно первоначальное развитие контракции грунта, т.е. его дополнительное уплотнение при формоизменении, а затем — проявление дилатансии (разуплотнения грунта). Только у горной массы при напряжениях обжатия свыше 0,5 МПа дилатансия не развивается. Из рис. 7, б и 8, б видно, что начальное значение коэффициента Пуассона близко к 0, а затем, по мере девиаторного нагружения, он стремится к 0,5.

strains is not proportional to axial strain growth. For Marsal's tests initial developing of soil contraction is characteristic, that is it's further hardening in form changing, and then developing of dilatancy (softening of soil). Only in rockfill under compression strain of more than 0.5 MPa, dilatancy doesn't develop. In fig. 7 b, 8 b it's clear, that Poisson number is close to 0, and then, after further deviator loading it goes up to 0.5.

Рис. 16. Изменение объемных деформаций горной массы в опытах Марсала при девиаторном нагружении

Fig. 16. Changing of rockfill volume strain in deviator loading in Marsal's tests

Рис. 17. Изменение объемных деформаций галечника в опытах Марсала при девиаторном нагружении

Fig. 17. Changing of pebble volume strain in deviator loading in Marsal's tests

В опытах Гупта (рис. 17 и 18), наоборот, у горной массы наблюдалась и контракция и дилатансия, а в галечнике дилатансия не происходила. Коэффициент Пуассона плавно возрастал от 0,25 до 0,5 (см. рис. 9, б; 10, а).

In Gupta's tests with rockfill there were contraction and dilatancy, and no dilatancy took place in pebble tests. Poisson number increases gradually from 0.25 to 0.5 (fig. 9 a; 10 b).

Рис. 18. Изменение объемных деформаций горной массы в опытах Гупта при девиаторном нагружении

Fig. 18. Changing of rockfill volume strain in deviator loading in Gupta's tests

Рис. 19. Изменение объемных деформаций галечника в опытах Гупта при девиаторном нагружении

Fig. 19. Changing of pebble volume strain in deviatory loading in Gupta's tests

Профессор Л.Н. Рассказов [10] предложил определять приращение объемных деформаций от контракции и дилатансии считать пропорциональными интенсивности деформаций формоизменения. Эта зависимость, по его мнению, может быть выражена формулой

$$\Delta e_d = \pm \frac{M_d \Delta \Gamma}{|\sigma|}, \quad (6)$$

где M_d — модуль дилатансии; $\Delta \Gamma$ — приращение второго инварианта девиатора деформаций; $|\sigma|$ — абсолютное значение средних напряжений.

Чтобы проверить это предложение, результаты экспериментов на девиаторном участке были нами представлены в виде зависимостей $\Delta e_v = f(\Gamma)$, где Δe_v — приращения объемной деформации на участке девиаторного нагружения. Они показаны на рис. 20—23.

Professor L.N. Rasskazov [10] considers that volume deformation from contraction and dilatancy increasing is proportional to formchanging deformation intensiveness. That can be seen in the formula

where M_d — dilatancy model; $\Delta \Gamma$ — the second invariant of incremental strain deviator; $|\sigma|$ — absolute value of average stresses.

To approve that, we presented test results in deviatory area in the form of dependences $\Delta e_v = f(\Gamma)$, where Δe_v — incremental volume strain in deviatory stress area. They are shown in fig. 20—23.

Рис. 20. Результаты испытаний гравийно-галечникового грунта на девиаторном участке (опыты Марсала)

Fig. 20. Gravel and pebble soil test results in deviatory area (Marsal's tests)

Рис. 21. Результаты испытаний горной массы на девиаторном участке (опыты Марсала)

Fig. 21. Rockfill test results in deviatory area (Marsal's tests)

Рис. 22. Результаты испытаний гравийно-галечникового грунта на девиаторном участке (опыты Гупта)

Fig. 22. Gravel and pebble soil test results in deviator area (Gupta's tests)

Рис. 23. Результаты испытаний горной массы на девиаторном участке (опыты Гупта)

Fig. 23. Rockfill test results in deviator area (Gupta's tests)

Графики на рис. 20—23 показывают, что действительно на участке контракции можно принять, что приращение объемной деформации от формоизменения можно принять пропорциональным приращению Γ . Однако в отличие от формулы (6) данная формула не предполагает уменьшение объемных деформаций контракции при росте сжимающих напряжений обжатия σ . Соответственно получаем формулу

$$\Delta e_d = M_d \Delta \Gamma. \quad (7)$$

Численные эксперименты показали, что для галечника в опытах Марсала значение M_d было получено равным 0,85, для горной массы — 1,1. В опытах Гупта M_d находится в пределах 0,3...0,4.

Выводы. Искерпывающих и достоверных экспериментальных данных о деформируемости крупнообломочных грунтов, используемых для строительства грунтовых плотин, в настоящее время нет. Имеющиеся данные либо относятся к модельным грунтам, исследованным в приборах малого масштаба, либо по своей плотности не соответствуют грунтам, из которых возводят плотины. До сих пор наиболее достоверными следует считать данные, полученные Марсалом в 1960-х гг.

Diagrams in fig. 20—23 show that in contraction area it can be accepted that volume form changing deformation increasing can be accepted to proportional increasing Γ . However in contrast to formula (6), the given formula doesn't mean the decreasing of volume deformation contraction under increasing compression stresses of prestress σ . So we get the formula

Experiments showed that for pebbles in Marsal's tests volume M_d was equal to 0.85 and for rockfill — 1.1. In Gupta's tests M_d is in the limits of 0.3...0.4.

The conclusions. There are no reliable experimental data on deformability of macrofragment soils used for construction of soil dams. The available data either belong to model soils, investigated in small scale devices, or according to density don't correspond to dam soils. It is possible to tell that still it is necessary to consider the most reliable data as those obtained by Marsal in the 1960th.

The least studied is deformability of macrofragment soils in all-around compression. It is known that volume deformation

Наименее изученной является деформируемость крупнообломочных грунтов при всестороннем сжатии. Известно, что модули объемной деформации увеличиваются при увеличении напряжений обжатия. Показатель степени в этой степенной зависимости у гравийно-галечникового грунта ($n = 0,50 \dots 0,85$) меньше, чем у горной массы ($n = 0,75 \dots 1,0$). При напряжении обжатия 1 МПа в гравийно-галечнике объемная деформация составит примерно 1,5 %, в горной массе — 2 %.

Значения модуля сдвига крупнообломочных грунтов растут в зависимости от напряжения обжатия. Эта зависимость хорошо описывается степенной функцией.

По результатам стабилометрических экспериментов, галечники менее деформируемы и имеют более высокую прочность, чем горная масса. Однако следует иметь в виду, что до сих пор никто не исследовал в стабилометрах горную массу высокой плотности (около 2 т/м^3), ту, которую укладывают в тело каменных плотин. Поэтому в реальности деформируемость горной массы, по-видимому, выше, чем в экспериментах.

Опыты показывают, что в крупнообломочных грунтах величина объемных деформаций от деформаций формоизменения на участке контракции может быть принята пропорциональной величине Γ , второму инварианту девиатора деформаций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин. М.: Изд-во АСВ, 2001. 384 с.
2. Aghaei Araei A., Soroush A., Rayhani M. Large-Scale Triaxial Testing and Numerical Modeling of Rounded and Angular Rockfill Materials // Archive of SID. Transaction A: Civil Engineering. Sharif University of Technology. June 2010. Vol. 17. No. 3. Pp. 169—183.
3. Gupta A.K. Triaxial Behaviour of Rockfill Materials // Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 2009. Vol. 14. Bund J. Pp. 1—18.
4. Testing and Modeling Two Rockfill Materials / A. Varadarajan, K.G. Sharma, K. Venkatachalam, A.K. Gupta // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003. Vol. 129. No. 3. Pp. 206—218.
5. Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. Evaluation of properties of rockfill materials // J. SMFE. 1972. Vol. 98(1), pp. 95—114.
6. Marsal R.J. Large Scale Testing of Rockfill Materials // J. of Soil Mech. and Foundations Division. 1967. Vol. 93(2), pp. 27—43.
7. Soroush A., Jannatiaghdam R. Behavior of rockfill materials in triaxial compression testing // International Journal of Civil Engineering. June 2012. Vol. 10. No. 2. Pp. 153—183.

modules increase with the increasing of stress due to prestress. The exponent of this power law in gravel and pebble soils ($n = 0.50 \dots 0.85$) is less than that of rockfill ($n = 0.75 \dots 1.0$). When the stress is 1 MPa volume deformation in gravel and pebbles will be about 1.5 %, in rockfill — 2 %.

Values of shift module of macrofragment soils grow depending on stress due to prestress. This dependence is well described by a power function.

By the results of stabilometric experiments, pebbles have higher durability and are less deformed, than rockfill. However it must be kept in mind, that no one has investigated rockfill of high density (about 2 т/м^3) laid in stone dams in stabilometers. Therefore in reality deformability of rockfill is apparently higher, than in experiments.

Experiments show that in macrofragment soils the size of volume deformations from forming deformations in contraction area can be accepted to the proportional size Γ , the second invariant of a deformation deviator.

REFERENCES

1. Gol'din A.L., Rasskazov L.N. Proektirovanie gruntovykh plotin. [Design of Soil Dams]. Moscow, ASV Publ., 2001, 384 p.
2. Aghaei Araei A., Soroush A., Rayhani M. Large-Scale Triaxial Testing and Numerical Modeling of Rounded and Angular Rockfill Materials. Archive of SID. Transaction A: Civil Engineering. Sharif University of Technology, June 2010, vol. 17, no. 3, pp. 169—183.
3. Gupta A.K. Triaxial Behaviour of Rockfill Materials. Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 2009, vol. 14, Bund J., pp. 1—18.
4. Varadarajan A., Sharma K.G., Venkatachalam K., Gupta A.K. Testing and Modeling Two Rockfill Materials., J. Geotech. Geoenv. Eng. 2003, vol. 129, no. 3, pp. 206—218.
5. Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. Evaluation of Properties of Rockfill Materials. J. SMFE. 1972, 98(1), pp. 95—114.
6. Marsal R.J. Large Scale Testing of Rockfill Materials. J. of Soil Mech. and Foundations Division, ASCE. 1967, vol. 93(2), pp. 27—43.
7. Soroush A., Jannatiaghdam R. Behavior of Rockfill Materials in Triaxial Compression Testing. International Journal of Civil Engineering. June 2012, vol. 10, no. 2, pp. 153—183.
8. Thiers G.R. and Donovan T.D. Field Density Gradation and Triaxial Testing of Large-Size Rockfill for Little Blue Run Dam. Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM. STP 740, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds., American Society for Testing and Materials, 1981, pp. 315—325.

8. Thiers G.R., Donovan T.D. Field Density Gradation and Triaxial Testing of Large-Size Rockfill for Little Blue Run Dam // Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM, STP 740, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds., American Society for Testing and Materials. 1981. Pp. 315—325.

9. Vesic A.B., Clough G.W. Behaviour of Granular Materials Under High Stresses // J. of SMFE. 1968. Vol. 94. No. 8M 3. Pp. 661—688.

10. Рассказов Л.Н., Джха Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1987. № 7. С. 31—36.

9. Vesic A.B., Clough G.W. Behaviour of Granular Materials Under High Stresses. J. of SMFE, ASCE, 1968, vol. 94, no. 8M 3, pp. 661—688.

10. Rasskazov L.N., Dzhkha Dzh. Deformiruemost' i prochnost' grunta pri raschete vysokikh gruntovykh plotin [Deformability and Strength of Soils in High Soil Dam Calculation]. *Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo* [Hydraulic Engineering] 1987, no. 7, pp. 31—36.

Received in January 2014.

Поступила в редакцию в феврале 2014 г.

Об авторе: **Саинов Михаил Петрович**, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры гидротехнического строительства, **Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВПО «МГСУ»)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, 8(495)287-49-14, mp_sainov@mail.ru.

About the author: **Sainov Mikhail Petrovich**, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Hydraulic Engineering, **Moscow State University of Civil Engineering (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; +7(495)287-49-14; mp_sainov@mail.ru.

Для цитирования:

Саинов М.П. Параметры деформируемости крупнообломочных грунтов в теле грунтовых плотин [Электронный ресурс] // Строительство: наука и образование. 2014. Вып. 2. Ст. 2. Режим доступа: <http://www.nso-journal.ru>.

For citation:

Sainov M.P. Parametry deformiruemosti krupnooblomochnykh gruntov v tele gruntovykh plotin [Deformation Parameters of Macrofragment Soils in Soil Dams]. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2014, no. 2, paper 2. Available at: <http://www.nso-journal.ru>.