Научная статья
УДК 627.8

ПАРАМЕТРЫ МОДЕЛИ УПРОЧНЯЮЩЕГОСЯ ГРУНТА ДЛЯ МОДЕЛИРОВАНИЯ ВЫСОКИХ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН

М.П. Саинов[1,2*], Ф.В. Котов[2]

[1] Национальный исследовательский университет «МЭИ», Москва, Россия
[2] Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Россия
* E-mail: SainovMP@mpei.ru

Аннотация. Одной из нелинейных моделей грунтов, доступных для численного моделирования грунтовых плотин, является модель упрочняющегося грунта (HSM). Авторами выполнен подбор параметров этой модели для трёх видов грунтов: супеси, гравийно-галечникового и щебенистого грунта, которые ранее были испытаны другими авторами в крупномасштабных приборах трёхосного сжатия. Установлено, что HSM хорошо воспроизводит сдвиговое деформирование грунта в приборе трёхосного сжатия, но не позволяет хорошо моделировать объёмные деформации грунта при сдвиге. Сравнение результатов численного моделирования показало, что могут быть подобраны такие модуль упругости и коэффициент Пуассона, которые позволят адекватно воспроизвести деформирование плотины от нагрузок собственного веса.

Ключевые слова: грунтовая плотина; стабилометрическое испытание; модель упрочняющегося грунта; численное моделирование; каменная наброска.

Для цитирования: Саинов М.П., Котов Ф.В. Параметры модели упрочняющегося грунта для моделирования высоких грунтовых плотин // Вестник науки и образования Северо-Запада России. 2024. Т.10. №2. С. 56–67.

Original article

PARAMETERS OF A HARDENING SOIL MODEL FOR MODELING HIGH EMBANKMENT DAMS

M.P. Sainov[1,2*], F.V. Kotov[2]

[1] National Research University «Moscow Power Engineering Institute», Moscow, Russia
[2] Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia
* E-mail: SainovMP@mpei.ru

Abstract. One of the nonlinear soil models available for numerical modeling of embankment dams is the Hardening Soil Model (HSM). The authors selected the parameters of this model for three types of soils: sandy loam, gravel and crushed stone, which were previously tested by other authors in large-scale triaxial test devices. It has been established that HSM reproduces well the shear deformation of soil in a triaxial test, but does not allow for good modeling of volumetric deformations of soil under shear. A comparison of the results of numerical modeling showed that the elastic modulus and Poisson's ratio can be selected, which make it possible to adequately reproduce the deformation of the dam due to its own weight loads.

Key words: embankment dam; triaxial test; Hardening Soil Model; numerical modeling; rockfill.

For citation: Sainov M.P., Kotov F.V. Parameters of a hardening soil model for modeling high embankment dams. *Journal of Science and Education of North-West Russia*. 2024. V.10. No. 2, pp. 56–67.

Введение

Грунты являются нелинейно деформируемым материалом. По этой причине нормативный документ СП 39.13330.2012[1] устанавливает, что «в расчётах напряженно-деформированного состояния плотин I и II класса следует, как правило, применять нелинейные модели, учитывающие пластические деформации грунта в предельном состоянии…».

Особенно актуальным этот вопрос является для высоких каменно-земляных и каменно-набросных плотин, т.к. при высоких нагрузках составляющие их грунты ярко проявляют нелинейный характер деформирования. Это показывают результаты экспериментальных испытаний грунтов, выполненных в условиях трёхосного сжатия для строительства ряда плотин.

Такие испытания начали проводить с 1960-х годов. Уникальные испытания, были проведены R.J.Marsal на строительстве каменно-земляной плотины El Infernilio (Adolfo López Mateos) в Мексике. Они проводились при высоких давлениях на крупномасштабном приборе (табл.1) [1]. В западных странах известность приобрели испытания, проведённые N.D. Marachi [2].

Позже испытания крупнообломочных грунтов проводились A.B. Vesic и др. [3], A.K. Gupta и др. [4,5], A.Soroush и др. [6,7], S. Linero и др. [8], Y. Jia и др. [9], а также другими авторами и организациями.

Экспериментальные испытания грунтов при высоких давлениях показывают, что их деформируемость и прочность сильно зависят от напряжений бокового обжатия, по мере нагружения в грунте развиваются пластические деформации, происходит разрушение частиц, проявляется эффект дилатансии.

По этой причине с 1960-х годах для расчётов напряжённо-деформированного состояния (НДС) грунтовых плотин стали разрабатывать и применять нелинейные модели грунтов, учитывающие взаимосвязь их деформируемости и прочности.

Зарубежом активно применяется гиперболическая модель грунта, разработанная J.M. Duncan и C.Y. Chang [10] на основе предложения R.L. Kondner [11]. В СССР для расчётов грунтовых плотин использовали модели Ю.К. Зарецкого и Л.Н. Рассказова [12].

У использования нелинейных моделей для расчётного обоснования грунтовых плотин несколько сложностей. Одна из сложностей состоит в том, что все они – многопараметрические и эти параметры непросто определить даже тогда, когда имеются результаты экспериментальных испытаний. Ещё одна сложность заключается в том, что для использования нелинейных моделей необходимо специализированное программное обеспечение, которое предназначено для решения геотехнических задач путём численного моделирования. В текущей политической ситуации такое программное обеспечение может быть недоступно.

Одним из относительно доступных программных комплексов является PLAXIS. В нём имеется возможность использования нелинейной модели, известной как модель упрочняющегося грунта – Hardening Soil (HS). Эта модель была предложена в 1999 г. T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier. Она позволяет учесть все основные характерные эффекты нелинейности деформирования грунтов. Модель HS является моделью пластического течения и использует соотношения, положенные в основу гиперболической модели. Предельная поверхность в области сжатия принята линейной, а поверхность

[1] СП 39.13330.2012. Плотины из грунтовых материалов. Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84*. Москва. ФАУ «ФЦС», 2012. 86 с.

пластичности – шатровой. Сопротивление грунта сдвигу описывается формулой Кулона, т.е. выражается через угол внутреннего трения и удельное сцепление.

Основными параметрами модели HS, отражёнными в программном комплексе PLAXIS, являются:

E_{50}^{ref} – модуль жёсткости, который представляет собой секущий модуль линейной деформации при половине (50%) предельного девиаторного напряжения, определяемый по результатам трёхосных испытаний;

E_{oed}^{ref} – опорный одометрический (компрессионный) модуль деформации, соответствующий эталонному всестороннему давлению, определяемый по результатам одометрических испытаний;

E_{ur}^{ref} – эталонный модуль разгрузки, полученный по результатам компрессионных испытаний при эталонном всестороннем давлении;

m – показатель степени в зависимости жёсткости от уровня напряжений, который определяет её кривизну;

ν'_{ur} – коэффициент Пуассона при разгрузке и повторном нагружении;

ψ – угол дилатансии, определяемый по результатам трехосных испытаний;

R_f – критерий разрушения, который является отношением предельного девиаторного нагружения к асимптотическому уровню сопротивления сдвига, к которому стремится зависимость между напряжениями сдвига и деформациями;

p_{ref} – эталонное (опорное) всестороннее давление.

Важным вопросом численного моделирования НДС грунтовых плотин является определение параметров нелинейной модели Hardening Soil (HS) для грунтов, используемых в конструкциях грунтовых плотин.

Программный комплекс PLAXIS содержит специализированный модуль «SoilTest», позволяющий упростить подбор параметров модели HS для грунта по имеющимся результатам экспериментальных (стабилометрических или одометрических) испытаний. Однако этот модуль позволяет определять параметры модели только для одного эксперимента. Если была выполнена серия экспериментов (например, при разных давлениях обжатия) определение параметров модели HS приходится выполнять вручную, путём анализа и подбора.

Задачами нашего исследования является определение параметров модели HS для различных видов грунтов, применяющихся в высоких грунтовых плотинах, а также оценка преимуществ использования нелинейной модели в сравнении с моделью линейного деформирования.

Материалы и методы

В исследовании рассматривались три грунта. Первый грунт – это сафедобская супесь, которая уложена в ядро сверхвысокой Нурекской плотины. Она была испытана во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Второй и третий грунты относятся к крупнообломочным. Второй грунт – это гравийно-галечниковый грунт, испытанный R.J. Marsal при строительстве плотины El Infernilio (Adolfo López Mateos). Третий грунт – это щебенистый грунт, испытанный в Даляньском технологическом университете (Китай) [9]. Результаты испытаний крупнообломочных грунтов собраны в [13,14].

По плотности сложения выбранные для рассмотрения грунты соответствуют грунтам, укладываемым в реальные плотины.

Испытания перечисленных грунтов были выполнены в крупномасштабных стабилометрах для разных напряжений обжатия. Испытания выполнялись по стандартной методике, в две стадии. На первой стадии грунт подвергался всестороннему обжатию, а на второй стадии – девиаторному нагружению с ростом давления только по вертикальной оси.

Характеристики испытаний рассматриваемых грунтов приведены в табл.1.

Таблица 1 – Характеристики испытаний рассматриваемых грунтов

Характеристика испытаний	супесь	Гравийно-галечниковый грунт	Щебенистый грунт
диаметр образца, мм	300	1130	300
высота образца, мм	650	2500	600
максимальная крупность частиц, мм	0,8	180	60
плотность, т/м^3	2,14	2,2	2,21
максимальное напряжение обжатия, МПа	0,8	2,5	2,0

Информация в таблице свидетельствует о том, что из-за технических ограничений в экспериментах с крупнообломочными грунтами вместо реальных испытывались модельные грунты. Это грунты, гранулометрический состав которых изменён по сравнению с исходным, например путём отсева крупных фракций. Это проводит к некоторому искажению результатов изучения свойств грунта по сравнению с реальным.

Определение параметров модели HS осуществлялось в несколько стадий.

На первой стадии выполнялась обработка результатов экспериментов с целью определения параметров модели Кулона-Мора: угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c.

На второй стадии проводился анализ результатов испытаний с целью определения показателя степени m, отражающего эффект «упрочнения» грунта. Методика такого анализа аналогична применённой нами в [13].

На третьей стадии отдельно для каждого из экспериментов одного грунта определялись остальные параметры модели HS. Для этого использовался специальный модуль в составе программного комплекса PLAXIS.

На четвёртой стадии выполнялось сравнение параметров модели HS грунта, полученных из разных экспериментов, и путём подбора выбирались единые для грунта параметры.

Полученные параметры модели HS были апробированы путём численного моделирования напряжённо-деформирования абстрактного грунтового сооружения при действии нагрузок только от собственного веса. При этом для оценки деформируемости каждого из грунтов дополнительно определялись параметры модели линейного деформирования – модуль упругости E и коэффициент Пуассона ν. Определение эквивалентных параметров модели линейного деформирования выполнялось путём подбора исходя из условия соответствия осадок и смещений сооружений для двух моделей.

Абстрактное сооружение, рассматривавшееся при численном моделировании, имеет высоту 100 м и расположено на жёстком основании. Сооружение имеет симметричный треугольный профиль с заложением откосов, равном 2. Конечно-элементная модель сооружения насчитывает 831 конечный элемент с квадратичной аппроксимацией перемещений (рис.1). Она насчитывает 6875 узлов.

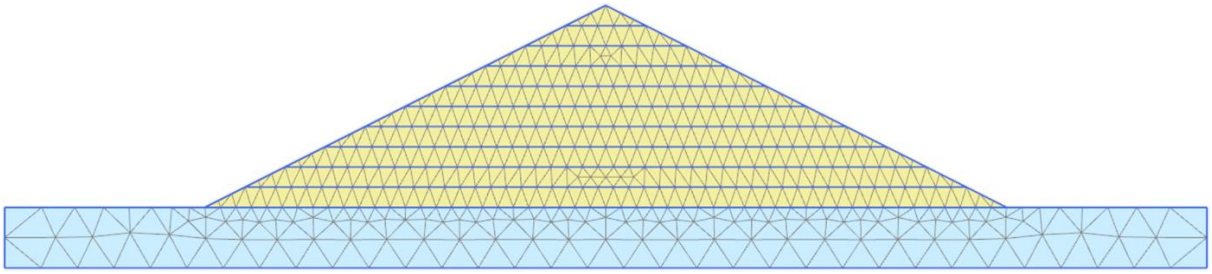


Рисунок 1 – Конечно-элементная модель тестового сооружения

Моделирование НДС сооружения осуществлялось с учётом поэтапности её возведения слоями.

Результаты

Результаты определения параметров модели HS для трёх грунтов представлены в виде рисунков и таблиц.

Полученные параметры сдвиговой прочности грунтов представлены в табл.2. Из рис.2 видно, что они хорошо описывают результаты экспериментов ().

Для супеси получен высокий угол внутреннего трения (почти 33°) и высокое удельное сцепление (100 кПа).

Таблица 2 – Параметры сдвиговой прочности рассматриваемых грунтов по модели Кулона-Мора

параметр	Супесь	Гравийно-галечниковый грунт	Щебенистый грунт
φ, градусы	32.9	37.9	39.3
c, кПа	100	112	250

Ещё более высоким сопротивлением сдвигу обладают крупнообломочные грунты. Путём обработки результатов экспериментов для них получено высокое сцепление (100-250 кПа), не характерное для сыпучих грунтов. В области малых напряжений сопротивление сдвигу завышено (рис.2,б,в). Наличие высокого сцепления у крупнообломочного грунта объясняется не только эффектом зацепления частиц, но и тем, что модель Кулона-Мора является линейной и не позволяет принять угол внутреннего трения переменным, как это обычно принято в гидротехнике.

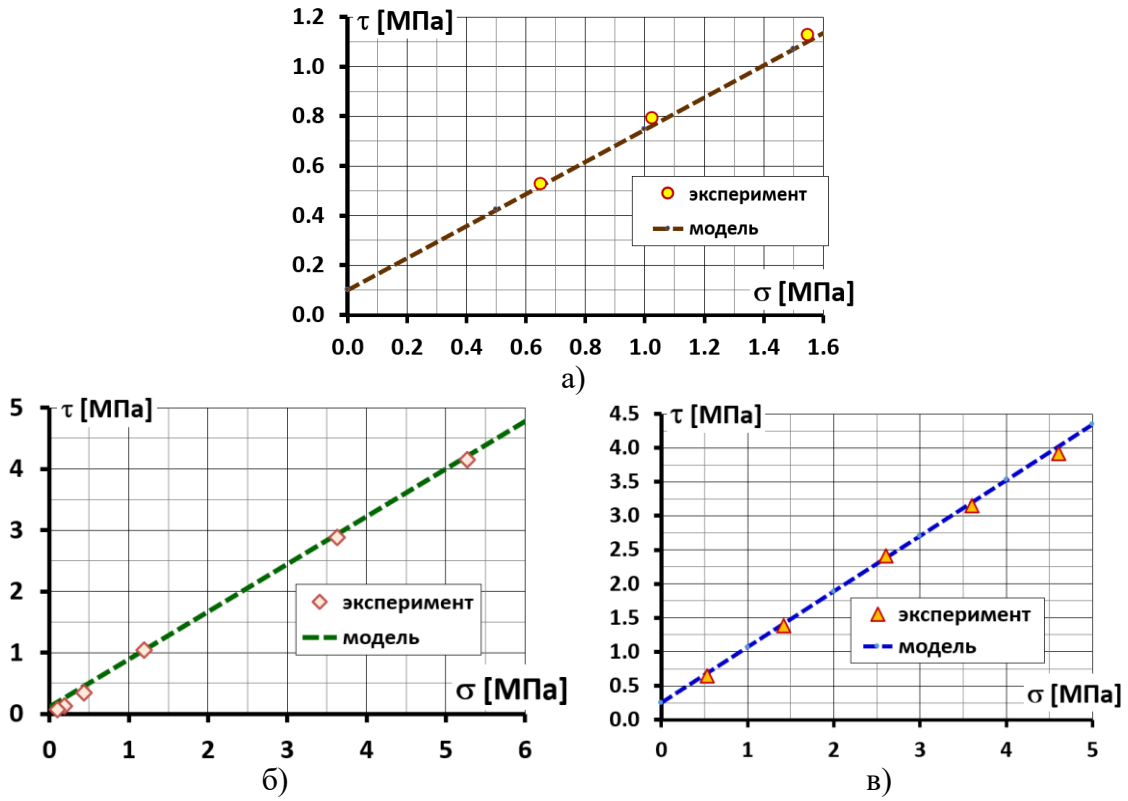


Рисунок 2 – Сопротивление сдвигу рассматриваемых грунтов
а – сафедобская супесь (испытания ВНИИГ); б – гравийно-галечниковый грунт (испытания R.J. Marsal); в – щебенистый грунт (испытания Даляньского университета)

Остальные параметры модели HS, полученные для трёх грунтов, представлены в табл. 3. Видим, что условная жёсткость гравийно-галечникового грунта примерно в 3 раза больше, чем у супеси, а у щебенистого грунта – ещё в 3 раза выше. У каждого из грунтов проявляется эффект дилатансии (расширения при сдвиге).

Таблица 3 – Параметры модели Hardening Soil грунтов

Параметры модели	Супесь	Гравийно-галечниковый грунт	Щебенистый грунт
E_{50}^{ref} [кПа]	21000	70000	230000
E_{oed}^{ref} [кПа]	35000	35000	150000
E_{ur}^{ref} [кПа]	337000	300000	480000
m	0,45	0,5	0,22
ν'_{ur}	0,2	0,2	0,2
ψ	7°	5°	20°
R_f	0,55	0,72	0,85
p^{ref} [кПа]	100	100	100

Для оценки адекватности модели HS было выполнено сравнение результатов её использования с данными экспериментальных испытаний (рис.3-5). Для каждого из грунтов выполнено сравнение для участка девиаторного нагружения.

Анализ выполнен на примере двух зависимостей:

- зависимость сдвиговых напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) от деформаций сдвига ε_q,
- зависимость объёмных деформаций e_v от средних напряжений p’.

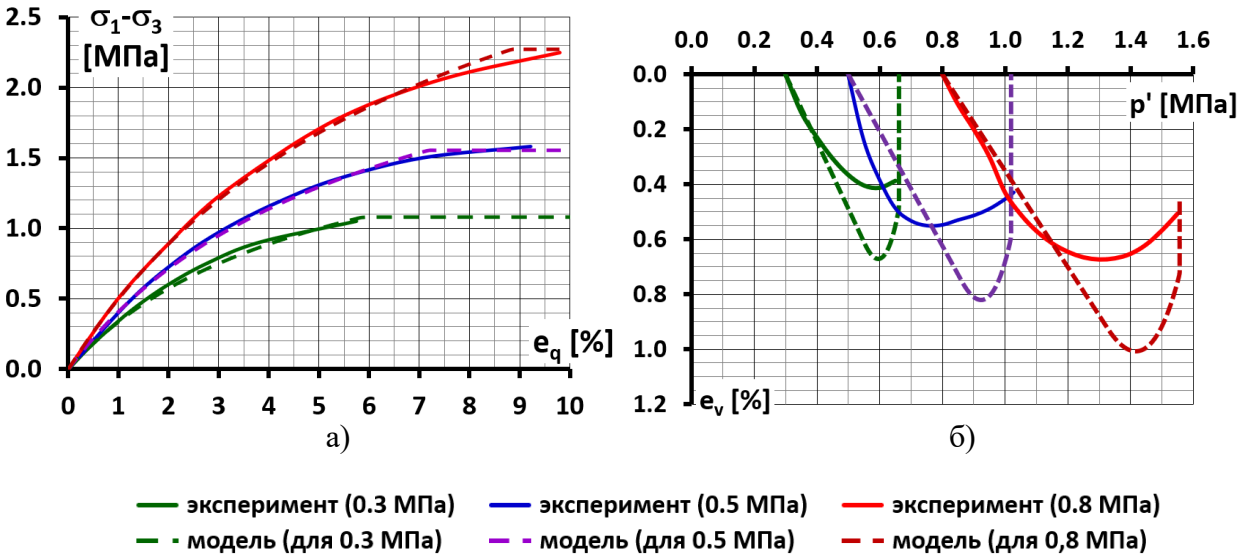


Рисунок 3 – Моделирование трёхосных испытаний сафедобской супеси (испытания ВНИИГ) а – зависимость сдвиговых напряжений от деформаций сдвига; б – зависимость объёмных деформаций от средних напряжений; в скобках указаны напряжения предварительного обжатия

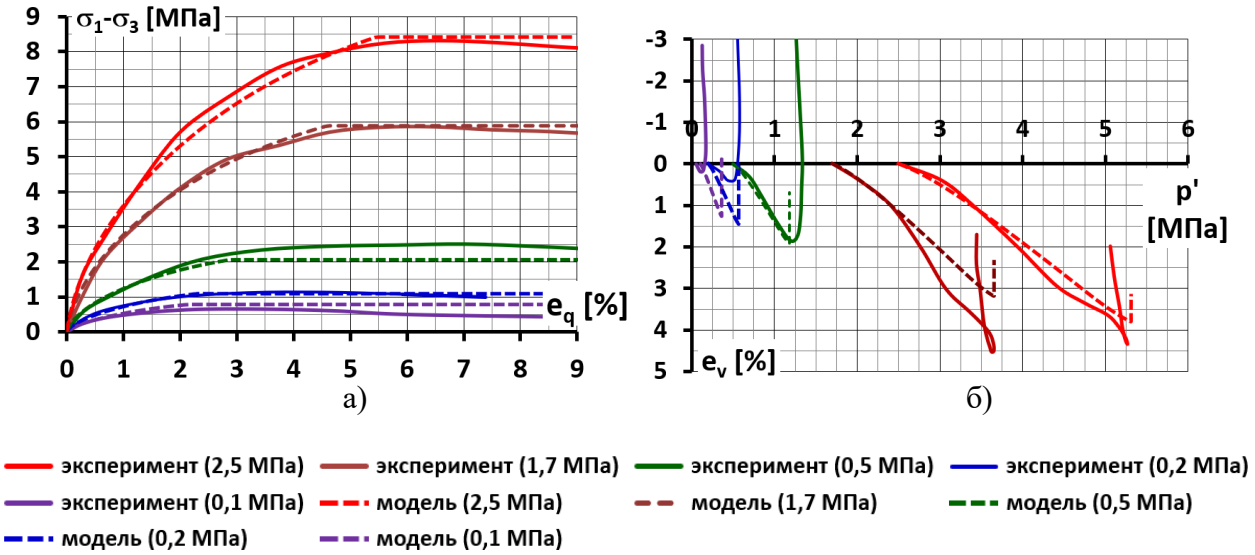


Рисунок 4 – Моделирование трёхосных испытаний гравийно-галечникового грунта (испытания R.J. Marsal)

а – зависимость сдвиговых напряжений от деформаций сдвига; б – зависимость объёмных деформаций от средних напряжений

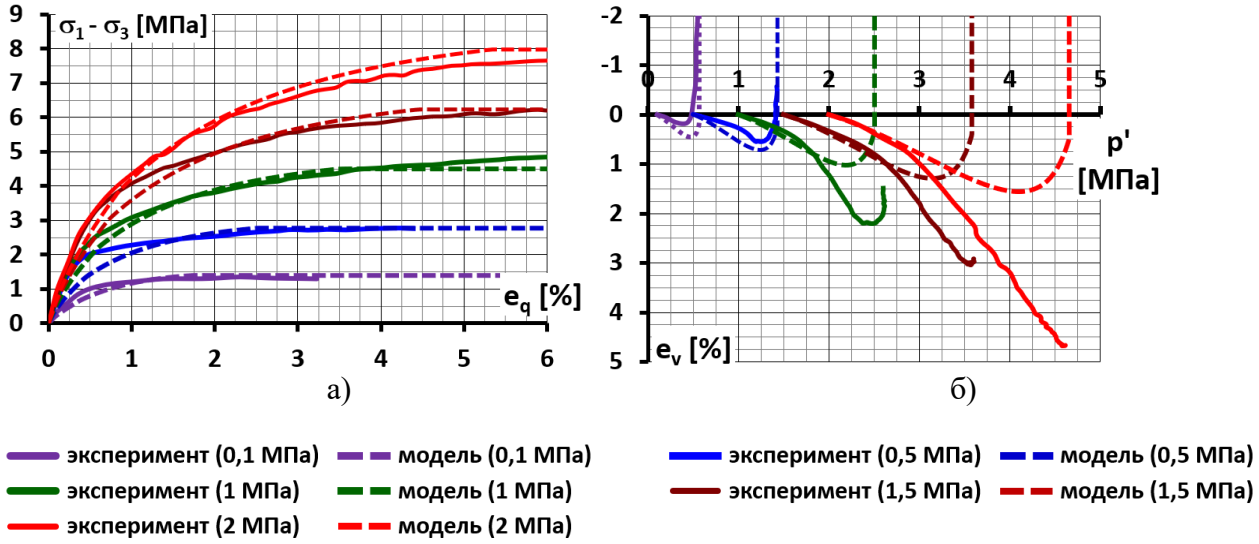


Рисунок 5 – Моделирование трёхосных испытаний щебенистого грунта (Даляньский университет)

а – зависимость сдвиговых напряжений от деформаций сдвига; б – зависимость объёмных деформаций от средних напряжений; в скобках указаны напряжения предварительного обжатия

Анализ зависимости между напряжениями и деформациями сдвига показывает, что модель HS достаточно хорошо описывает нелинейный характер этой взаимосвязи в рассмотренном диапазоне давления обжатия.

Однако модель HS недостаточно хорошо описывает характер зависимости между напряжениями и деформациями всестороннего обжатия. Она воспроизводит эффект дилатансии, но дилантансия моделируется даже в тех случаях, в которых в испытаниях она проявлялась (рис.5,б). Модель HS не отражает эффект контракции, то есть дополнительного уменьшения объёма на начальном этапе девиаторного нагружения.

Результаты расчёта перемещений насыпи высотой 100 м, полученные с помощью численного моделирования, показаны на рис.6-11,а. На рисунках показаны суммарные перемещения грунтовой плотины под действием собственного веса. Под действием нагрузок от собственного веса максимум осадок плотины наблюдается на гребне, а плотины расширяется в стороны.

Максимальная осадка насыпи из супеси составила 1,59 м (рис.6,а), т.е. 1,6% от высоты сооружения, что довольно немного для глинистого грунта. Максимальные смещения сооружения составили 0,22 м (рис.7,а).

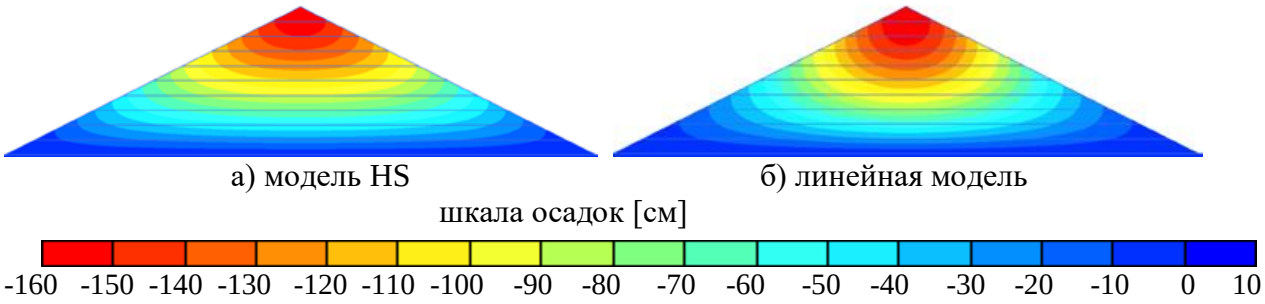


Рисунок 6 – Осадки сооружения из супеси по результатам численного моделирования

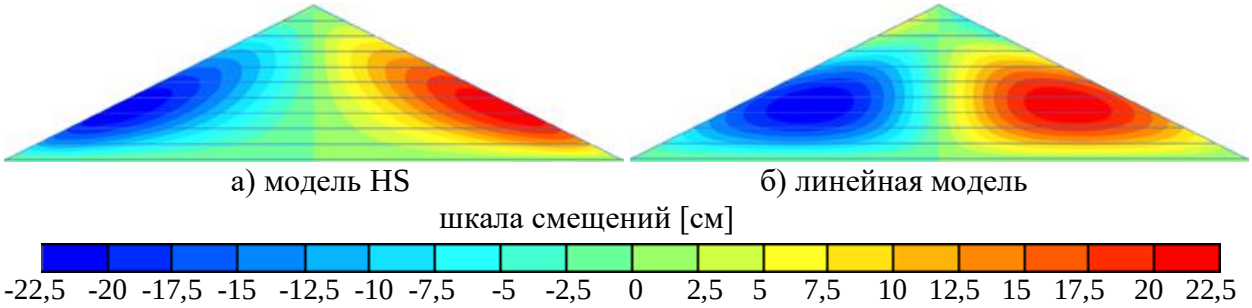


Рисунок 7 – Смещения сооружения из супеси по результатам численного моделирования

Максимальная осадка плотины из гравийно-галечникового грунта составила 1,24 м (рис.8,а). Эта величина ненамного меньше, чем осадка плотины из супеси, что говорит о его высокой деформируемости этого грунта. Максимальные смещения сооружения 0,11 м (рис.9,а), что меньше, чем при супеси.

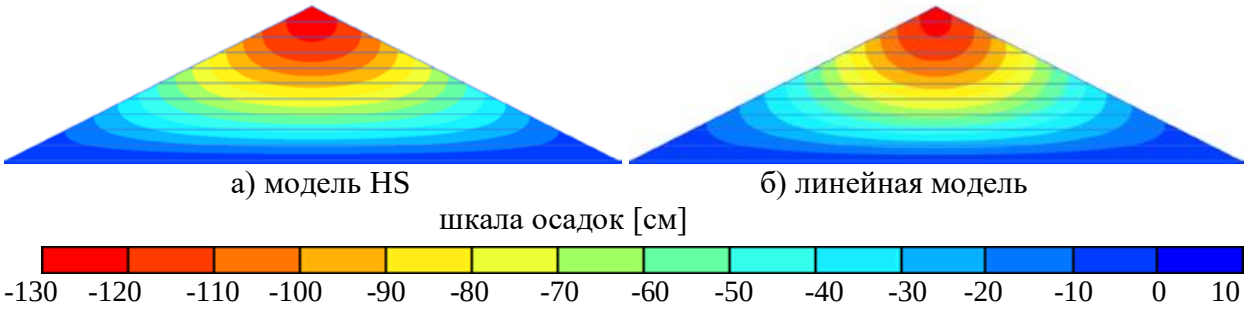


Рисунок 8 – Осадки сооружения из гравийно-галечникового грунта по результатам численного моделирования

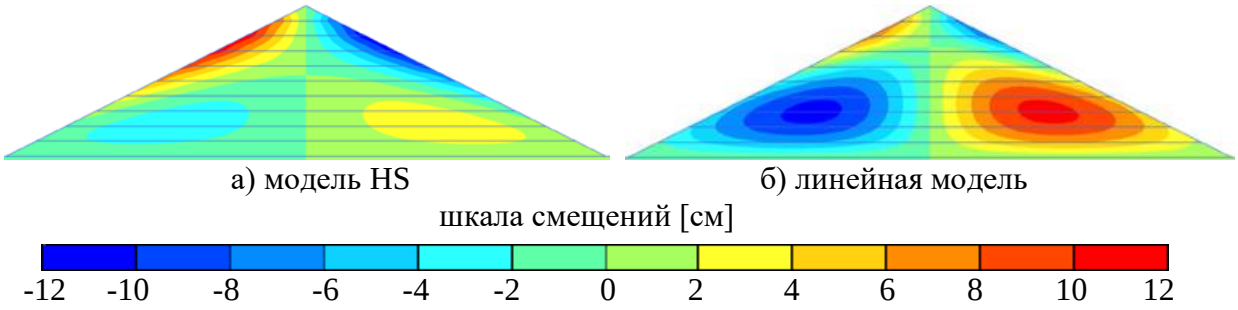


Рисунок 9 – Смещения сооружения из гравийно-галечникового грунта по результатам численного моделирования

Максимальная осадка плотины из щебенистого грунта составила 0,42 м (рис.10,а), что составляет 0,42% от высоты сооружения. Это соответствует осадкам современных каменно-набросных плотин. Максимальные смещения сооружения составили лишь 0,042 м (рис.11,а), что говорит о низком коэффициенте Пуассона каменной наброски.

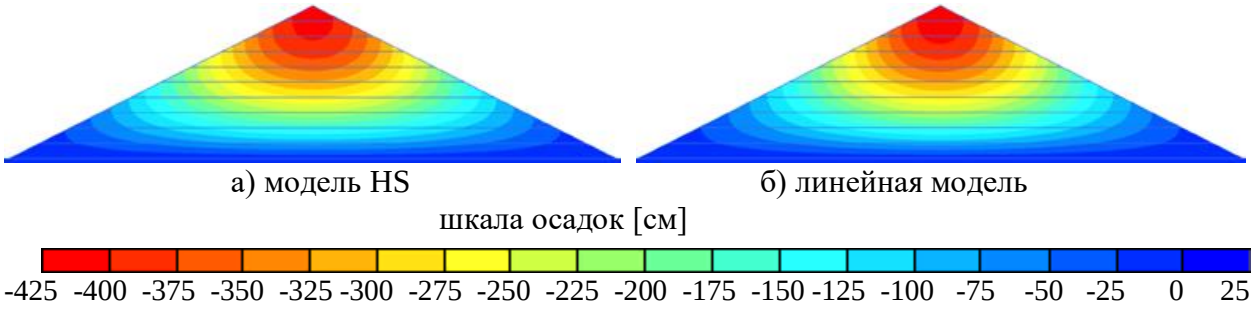


Рисунок 10 – Осадки сооружения из щебенистого грунта по результатам численного моделирования

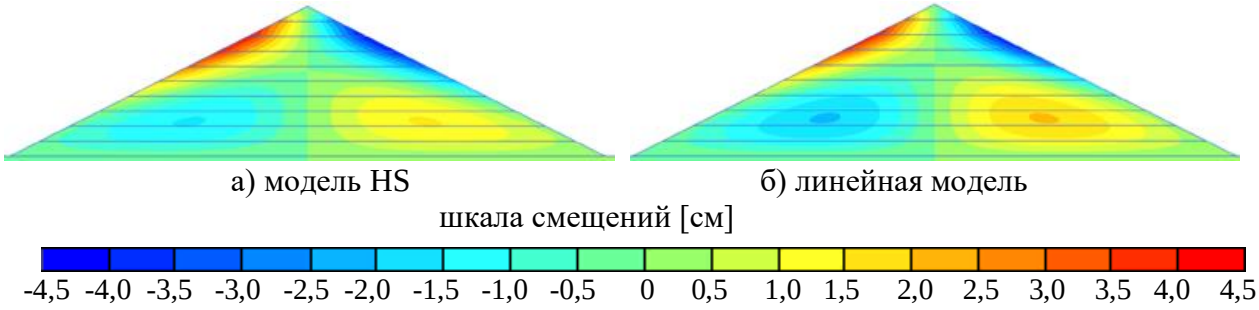


Рисунок 11 – Смещения сооружения из щебенистого грунта по результатам численного моделирования

Из условия соответствия указанным максимальным смещениям были подобраны параметры модели линейного деформирования грунтов, эквивалентные нелинейной модели HS. Результаты подбора показаны в табл.4 и на рис.6-11,б.

Таблица 4 – Параметры модели линейного деформирования грунтов

Параметр модели	Супесь	Гравийно-галечниковый грунт	Щебенистый грунт
Модуль упругости E [МПа]	39	56	180
Коэффициент Пуассона	0,32	0,26	0,19

Оказалось, что сафедобская супесь имеет достаточно высокий модуль упругости E=39 МПа. Коэффициент Пуассона супеси входит в диапазон, характерный для глинистых грунтов.

Гравийно-галечниковый грунт, испытанный R.J. Marsal, является достаточно деформируемым – E=56 МПа. Сравнение с результатами натурных измерений за перемещениями каменно-набросных плотин, представленными в [15], показывает, что полученный модуль гравийно-галечникового грунта соответствует низкому качеству уплотнения каменной наброск.

Щебенистый грунт, испытанный в Даляньском технологическом университете, в 4,5 раза менее деформируемый по сравнению с супесью. По своей деформируемости он соответствует каменной наброске современных грунтовых плотин.

Модель линейного деформирования достаточно хорошо воспроизводит характер деформирования плотины, выполненной из супеси и щебенистого грунта (рис.6-7, 10-11). В случае гравийно-галечникового грунта использование модели линейного деформирования существенно искажает результаты численного моделирования деформаций плотины в сравнении с нелинейной моделью HS (рис.8-9).

Выводы:

1) Модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil, HS) в целом позволяет моделировать основные проявления нелинейности деформирования, характерные для грунтов, используемых в высоких грунтовых плотинах. Об этом свидетельствует выполненное нами сравнение результатов экспериментальных испытаний с результатами их численного моделирования.

2) У модели Hardening Soil нами выявлен ряд ограничений, которые могут создать сложности для адекватного (корректного) моделирования формирования НДС каменно-земляных и каменно-набросных плотин. Важным недостатком модели является то, что она не позволяет воспроизвести эффект контракции (отрицательной дилатансии), который зачастую проявляется в крупнообломочных грунтах при высоких напряжениях.

3) Ещё одно ограничение модели Hardening Soil состоит в том, что она не учитывает криволинейный характер предельной поверхности. Это говорит о том, что она не позволяет корректно оценить прочностное состояние крупнообломочных грунтов при малых напряжениях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Marsal R.J. Large Scale Testing of Rockfill Materials // J. of Soil Mech. and Foundations Division. 1967. Vol. 93(2). P. 27–43.

2. Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. Evaluation of properties of rockfill materials // J. SMFE. 1972. Vol. 98(1). P. 95–114.

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

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. P. 206–218.

5. Gupta A.K. Triaxial Behaviour of Rockfill Materials // Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 2009. Vol. 14. Bund J. P. 1–18.

6. Aghaei Araei A., Soroush A., Rayhani M. Large Scale Triaxial Testing and Numerical Modeling of Round ed and Angular Rockfill Materials // Archive of SID. Transaction A: Civil Engineering. Sharif University of Technology. 2010. Vol. 17. No. 3. P. 169–183.

7. Soroush A., Jannatiaghdam R. Behavior of rock fill materials in triaxial compression testing // International Journal of Civil Engineering. June 2012. Vol. 10. No. 2. P. 153–183.

8. Linero S., Palma C., Apablaza R. Geotechnical characterisation of waste material in very high dumps with large scale triaxial testing // Proceedings of the 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 2007. P. 59–75

9. Jia, Y., Xu, B., Chi, S., Xiang, B., Zhou, Y. Research on the Particle Breakage of Rockfill Materials during Triaxial Tests // International Journal of Geomechanics. 2017. No.17(10). 04017085.

10. Duncan, J.M., and Chang, C.Y. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1970. ASCE. No 96. SM5. P.1629–1653.

11. Kondner, R.L. Hyperbolic Stress-Strain Response. Cohesive Soils // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. 1963. No.89. SM1. P.115–143.

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

13. Саинов М.П. Параметры деформируемости крупнообломочных грунтов в теле грунтовых плотин // Строительство: наука и образование. 2014. Вып.2. Ст.2. URL: http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2014/02/2_Sainov.pdf

14. Саинов М.П. Деформируемость горной массы в теле каменно-набросных плотин // Строительство: наука и образование. 2019. Т.9. Вып.3. Ст.5. URL: http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2019/03/2305-5502.2019.3.5.pdf

15. Сорока В.Б., Саинов М.П., Королев Д.В. Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном: опыт исследований напряженно-деформированного состояния // Вестник МГСУ. 2019. Т.14. Вып.2. С.207–224.

REFERENCES

1. Marsal R.J. Large Scale Testing of Rockfill Materials. J. of Soil Mech. and Foundations Division. 1967. Vol. 93(2), pp. 27–43.

2. Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. Evaluation of properties of rockfill materials. J. SMFE. 1972. Vol. 98(1), pp. 95–114.

3. 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

4. Varadarajan A., Sharma K.G., Venkatachalam K., Gupta A.K. Testing and Modeling Two Rockfill Materials./ Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003. Vol. 129. No. 3, pp. 206–218.

5. Gupta A.K. Triaxial Behaviour of Rockfill Materials. Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 2009. Vol. 14. Bund J., pp. 1–18.

6. Aghaei Araei A., Soroush A., Rayhani M. Large Scale Triaxial Testing and Numerical Modeling of Round ed and Angular Rockfill Materials. Archive of SID. Transaction A: Civil Engineering. Sharif University of Technology. 2010. Vol. 17. No. 3, pp. 169–183.

7. Soroush A., Jannatiaghdam R. Behavior of rock fill materials in triaxial compression testing. International Journal of Civil Engineering. June 2012. Vol. 10. No. 2,. pp. 153–183.

8. Linero S., Palma C., Apablaza R. Geotechnical characterisation of waste material in very high dumps with large scale triaxial testing. Proceedings of the 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 2007, pp. 59–75

9. Jia Y., Xu B., Chi S., Xiang B., Zhou Y. Research on the Particle Breakage of Rockfill Materials during Triaxial Tests. International Journal of Geomechanics. 2017. No.17(10). 04017085.

10. Duncan J.M., Chang C.Y. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1970. ASCE. No 96. SM5, pp.1629–1653.

11. Kondner, R.L. Hyperbolic Stress-Strain Response. Cohesive Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. 1963. No.89. SM1, pp.115–143.

12. 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*. 1987, No.7, pp. 31-36

13. Sainov M.P. *Parametry deformiruemosti krupnooblomochnykh gruntov v tele gruntovykh plotin* [Deformation Parameters of Macrofragment Soils in Soil Dams]. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie*. 2014. No. 2, paper 2. URL: http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2014/02/2_Sainov.pdf

14. Sainov M.P. *Deformiruemost' gornoj massy v tele kamenno-nabrosnyh plotin* [Deformation of rockfill in bodies of rockfill dams]. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie*. 2019; 9(3):5. URL: http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2019/03/2305-5502.2019.3.5.pdf.

15. Soroka V.B., Sainov M.P., Korolev D.V. *Kamenno-nabrosnye plotiny s zhelezobetonnym ekranom: opyt issledovanij napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya* [Concrete-faced rockfill dams: experience in study of stress-strain state]. *Vestnik MGSU*. 2019. Vol.14, No. 2, pp.207–224

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ	INFORMATION ABOUT THE AUTHORS
Саинов Михаил Петрович – доктор технических наук, доцент, Национальный исследовательский университет «Московский энергетический институт» (111250, Россия, г. Москва, ул. Красноказарменная, д.14, стр.1, e-mail: SainovMP@mpei.ru)	*Sainov Mikhail Petrovich* – Dr. Sci. (Eng.), Assoc. Prof., National Research University «Moscow Power Engineering Institute» (111250, Russia, Moscow, Krasnokazarmennaya street, 14-1, e-mail: SainovMP@mpei.ru)
Котов Филипп Викторович – преподаватель, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (129337, Россия, г. Москва, Ярославское шоссе, д.26, e-mail: KotovFV@mgsu.ru).	*Kotov Filipp Viktorovich* – teacher, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (129337, Russia, Moscow, Yaroslavskoe highway, 9, e-mail: KotovFV@mgsu.ru).

Статья поступила в редакцию 14.02.2024; одобрена после рецензирования 13.03.2024, принята к публикации 28.03.2024.
The article was submitted 14.02.2024; approved after reviewing 13.03.2024; accepted for publication 28.03.2024.