

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 627.8

DOI: 10.22227/2305-5502.2026.2.1

Влияние траектории разгрузки грунта на напряженно-деформированное состояние каменно-набросной плотины

Михаил Петрович Саинов¹, Никита Сергеевич Талалаев²

¹ Национальный исследовательский университет «МЭИ» (НИУ «МЭИ»); г. Москва, Россия;

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Деформирование грунтов имеет нелинейный, упругопластический характер. Поэтому моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) высоких грунтовых плотин обязательно выполняют с применением нелинейных моделей механики грунтов (Мора – Кулона, упрочняющегося грунта и др.). Одним из важнейших проявлений нелинейности деформирования грунтов является различие характера деформаций для двух траекторий нагружения: при разгрузке обычно возникают только упругие деформации, а при активном нагружении — упругопластические. По мере нагружения область упругого деформирования увеличивается, этот эффект принято называть упрочнением. Однако не во всех нелинейных моделях, в частности в модели Мора – Кулона, учитывается этот эффект. Выполнены исследования по оценке степени влияния эффекта упрочнения на результаты численного моделирования НДС грунтовой плотины.

Материалы и методы. Расчеты проводились с помощью программного комплекса PLAXIS на примере однородной каменно-набросной плотины высотой 100 м. Использовалась линейная модель идеальной пластичности с условием прочности Кулона – Мора. Для выявления влияния эффекта сравнивались результаты расчета НДС для двух вариантов — с учетом наличия траектории разгрузки и без ее учета. Учет наличия области упругого деформирования осуществлялся с помощью поверхности пластичности.

Результаты. Исследование показало, что учет эффекта упрочнения кардинально изменяет результаты численного моделирования НДС грунтовой плотины. В процессе восприятия гидростатического давления часть грунта плотины испытывает не активное нагружение, а разгрузку. Учет этого эффекта упрочнения привел к уменьшению горизонтальных смещений плотины от гидростатического давления примерно в 2 раза. Кроме того, при учете эффекта упрочнения значительно повышается прогнозная оценка устойчивости плотины с диафрагмой — существенно снижается риск потери сдвиговой прочности и образования массива обрушения в ее верховой упорной призме.

Выводы. Применение для расчетов НДС грунтовых плотин моделей, не учитывающих эффект упрочнения грунта, например модели Мора – Кулона, недопустимо. Оно не только снижает запас несущей способности плотины, но сильно искажает результаты численного моделирования.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: каменно-набросная плотина, напряженно-деформированное состояние, разгрузка, упрочнение, модель Мора – Кулона, модель упрочняющегося грунта, устойчивость, поверхность пластичности, численное моделирование

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Саинов М.П., Талалаев Н.С. Влияние траектории разгрузки грунта на напряженно-деформированное состояние каменно-набросной плотины // Строительство: наука и образование. 2026. Т. 16. Вып. 2. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2026.2.1

Автор, ответственный за переписку: Михаил Петрович Саинов, SainovMP@mpei.ru.

Effect of the soil unloading path on the stress-strain state of a rockfill dam

Mikhail P. Sainov¹, Nikita S. Talalaev²

¹ National Research University “Moscow Power Engineering Institute” (MPEI); Moscow, Russian Federation;

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Soil deformation exhibits a non-linear elastic-plastic behaviour. Consequently, modelling of the stress-strain state (SSS) of high embankment dams is necessarily carried out using non-linear rock mechanics models (Mohr – Coulomb, soil hardening and others). One of the key manifestations of the non-linearity of soil deformation is the different nature of deformations under two loading scenarios: during unloading, typically only elastic deformations occur, whereas during active loading, elastic-plastic deformations take place. During loading, the area of elastic deformation increases; this effect is commonly referred to as hardening. However, not all non-linear models, specifically the Mohr – Coulomb model, take this effect into account. This paper presents studies on estimating the extent to which the hardening effect influences the results of numerical modelling of the SSS of embankment dams.

Materials and methods. The analysis was carried out using the PLAXIS software package, using a homogeneous 100-high rockfill dam as an example. A linear model of ideal plasticity with the Mohr – Coulomb strength state condition was employed. To determine the extent of the effect, the results of SSS analysis were compared for two scenarios: one taking into account the existing unloading trajectory and one without it. The existing area of elastic deformation was accounted for using a plasticity surface.

Results. The investigation showed that taking the hardening effect into account radically alters the results of SSS numerical modelling of the rockfill dam. When subjected to hydrostatic pressure, part of the dam soil is not under active loading but is instead unloaded. Taking this hardening effect into account led to an approximately twofold reduction in the horizontal displacements of the dam caused by hydrostatic pressure. Furthermore, when the hardening effect is taken into account, the predicted stability of the dam with a diaphragm increases significantly; the risk of loss of shear strength and the formation of a collapse mass in its upstream face decreases considerably.

Conclusions. The use of models that do not account for the soil hardening, such as the Mohr – Coulomb model, in SSS analyses of embankment dams is not permitted. Such models not only underestimate the dam's load-bearing capacity margin but also significantly distort the numerical simulation results.

KEYWORDS: rockfill dam, stress-strain state, unloading, hardening, Mohr – Coulomb model, Hardening Soil Model, stability, yield surface, numerical simulation

FOR CITATION: Sainov M.P., Talalaev N.S. Effect of the soil unloading path on the stress-strain state of a rockfill dam. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2026; 16(2):1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2026.2.1

Corresponding author: Mikhail P. Sainov, SainovMP@mpei.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Предмет исследования. Напряженно-деформированное состояние (НДС) грунтовых плотин имеет сложный характер, и это, прежде всего, связано со сложным характером деформирования грунтов под нагрузкой. Грунты не являются упругим материалом, при нагружении грунта происходят не только обратимые упругие, но и необратимые пластические деформации. По этой причине связь между напряжениями и деформациями в грунте не может быть описана теорией упругости и линейной моделью, основанной на законе Гука. При деформировании грунта проявляются различные нелинейные эффекты (явления) — упрочнение, дилатансия, ползучесть и др. Одним из важнейших нелинейных эффектов служит различие характера деформирования при двух траекториях нагружения — активном нагружении и при разгрузке. При разгрузке в грунте в основном проявляются только упругие деформации и грунт имеет большую жесткость, чем при активном нагружении. По мере роста сжимающих напряжений область напряженного состояния, соответствующая упругому деформированию, увеличивается, этот эффект называется эффектом упрочнения.

Актуальность исследования. Особенно сильно пластические свойства грунта проявляются в крупных грунтовых сооружениях, испытывающих большие нагрузки, к таким сооружениям относят грунтовые плотины. В процессе восприятия нагрузок грунтовые плотины получают большие деформации и перемещения. Строительные осадки высоких

каменно-набросных плотин [1–3] могут достигать несколько метров. В процессе деформирования плотины могут быть потеряны сдвиговая прочность грунта и устойчивость сооружения. Например, в статье [4] с помощью численного моделирования показано, что сверхвысокая каменно-набросная плотина с диафрагмой может потерять свою устойчивость по двум схемам: с обрушением низового откоса по криволинейной поверхности и с образованием призмы обрушения в верховой упорной призме. Отмечается, что незатухающий характер осадок и смещений каменно-набросной плотины Богучанской ГЭС вызывает опасения в устойчивости ее низового откоса [5].

Указанные примеры наглядно демонстрируют, что прогноз НДС и устойчивости грунтовой плотины должен осуществляться только с применением нелинейной модели механики грунтов. Такое требование для плотин I и II классов установлено и в нормативном документе СП 39.13330.2012 «Плотины из грунтовых материалов».

Однако общепринятой и всеобъемлющей модели грунта пока не существует, для моделирования грунтовых плотин используют несколько математических моделей механики грунтов. Актуален вопрос о совершенствовании известных или разработке новых моделей грунта.

Особую важность имеет оценка точности расчетных прогнозов НДС грунтовых плотин, получаемых с помощью этих моделей. Необходимо оценить, насколько применяемая модель адекватно воспроизводит поведение грунта и как принятые в моделях

грунта допущения влияют на качество численного моделирования.

Обзор литературы. Обзор научных публикаций показывает, что в настоящее время при численном моделировании НДС грунтовых сооружений применяются несколько моделей грунта [6].

Используют математические модели двух типов — модели нелинейной упругости (деформационной теории пластичности) и модели теории пластического течения.

Самая простая нелинейная модель — модель Мора – Кулона (Mohr – Coulomb model, далее — MCM). Эта модель относится к моделям деформационной теории пластичности. В ней принимается, что до момента потери сдвиговой прочности связь между деформациями и напряжениями — линейная, а после достижения сдвиговой прочности деформации увеличиваются бесконтрольно. Соответственно, MCM — это линейная модель идеальной пластичности. Во многих других моделях используется условие сдвиговой прочности Кулона – Мора. Большой недостаток MCM заключается в том, что она не учитывает эффект «упрочнения» — снижение деформируемости грунта по мере уплотнения.

Более совершенной является гиперболическая модель Duncan – Chang, которая основана на гиперболической зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах. Модель разработана J.M. Duncan и C.Y. Chang в 1970 г. Эта модель относится к моделям нелинейной упругости. В ней деформативные характеристики грунта (модуль линейной деформации E , модуль объемной деформации B) принимаются переменными в зависимости от напряженного состояния, благодаря чему модель учитывает эффект «упрочнения» грунта. Однако модель Duncan – Chang не отражает происходящие в грунте механические процессы, а лишь аппроксимирует их.

Важный недостаток гиперболической модели в том, что она не разграничивает в явном виде траектории активного нагружения и разгрузки. Этого недостатка лишены модели пластического течения. Они основаны на ассоциированном законе течения, в них принимается, что направление вектора пластических деформаций ортогонально к поверхности пластичности (текучести).

Поверхность пластичности разграничивает в напряженном состоянии области упругого и упругопластического деформирования, которые соответствуют траекториям разгрузки и активного нагружения. Графически поверхность пластичности отображают в пространстве главных напряжений или пространстве инвариантов тензора напряжений (рис. 1). Величина p представляет собой среднее напряжение, которое с точностью до множителя соответствует первому инварианту тензора напряжений. Величину q называют «девиаторным напряжением», оно с точностью до множителя соответствует второму инварианту девиатора напряжений и интенсивности касательных

напряжений применительно к плоской задаче. Величину q определяют как разницу максимального и минимального главного напряжения, она в 2 раза больше максимальных касательных напряжений.

К моделям пластического течения относятся модели Cam-Clay и модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil model, далее — HSM). В них используется поверхность пластичности шатровой формы.

Модель Cam-Clay применяется для мелкозернистых грунтов. HSM может использоваться и для крупнообломочных грунтов, так как она учитывает еще один эффект упрочнения — эффект снижения деформируемости грунта с увеличением сжатия. В HSM модуль деформации не является константой, его величина изменяется по степенной функции от напряжения бокового обжатия [6].

Разными исследователями применяются разные модели. При моделировании небольших сооружений обычно используют MCM. В Китае наибольшее распространение получила гиперболическая модель Duncan – Chang, примерами таких исследований являются публикации [7, 8]. Модель Cam-Clay использована в исследовании [9] для описания поведения глинистого грунта в теле каменно-земляной плотины. HSM применяется реже, чем MCM и гиперболическая модель.

Вопросу о выборе моделей и их параметров по-прежнему уделяется большое внимание. Публикуются статьи, посвященные калибровке моделей и подбору их параметров, адекватно воспроизводящих поведение грунта при лабораторных испытаниях [10–12] или поведение построенной плотины [13].

В статье М. Ху и соавт. [14] экспериментами в крупномасштабном стабилометре показано, что деформации каменной наброской существенно зависят от траектории нагружения.

Имеются исследования, в которых приведено сравнение результатов численного моделирования НДС грунтовой плотины с использованием разных моделей.

Выполнено сравнение MCM и HSM [15–17]. Проведено сравнение MCM и HSM применительно к анализу НДС каменно-земляной плотины Karkheh (Иран) [17]. Сравнение MCM и HSM осуществлено для каменно-

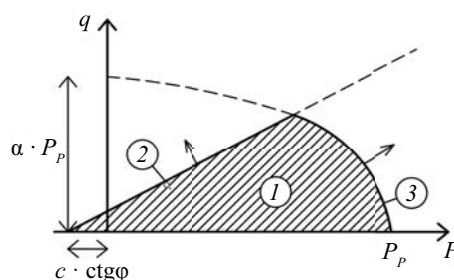


Рис. 1. Схема положения поверхности пластичности: 1 — область упругого деформирования; 2 — поверхность текучности при сдвиге; 3 — поверхность текучности при сжатии

земляной плотины с глиняным ядром высотой 59 м [15]. Показано, что учет в HSM эффекта упрочнения грунта ведет к уменьшению расчетных осадок плотины примерно на 50 %. В исследовании [18] продемонстрировано, что MCM менее точно воспроизводит реальное поведение плотины, чем упругопластическая модель, основанная на других принципах.

В работе [19] представлено сравнение гиперболической модели и HSM на примере каменно-набросной плотины с железобетонным экраном высотой 182 м.

Кроме того, разрабатываются и применяются новые модели грунта. Статьи [12, 20, 21] посвящены разработке новых моделей грунта.

Цели и задачи исследования. Цель исследования состоит в оценке влияния эффекта разгрузки грунта на формирование НДС высокой грунтовой плотины. Это позволит оценить точность моделирования НДС плотины при использовании MCM, которая не учитывает указанный эффект.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Методика исследования заключается в сравнении результатов расчетов НДС грунтовой плотины для двух вариантов — без учета эффекта разгрузки грунта и с его учетом.

Объект исследования. Исследование выполнялось на примере каменно-набросной плотины высотой 100 м, расположенной на жестком основании. Плотина имеет симметричный профиль, ширина гребня — 10 м, заложение откосов — 2. Расчет проводился на два вида нагрузок — собственный вес и гидростатическое давление со стороны водохранилища. В исследовании рассматривались плотины двух типов.

Плотина первого типа — плотина с тонким негрунтовым экраном, расположенным на верхнем откосе. Для плотины этого типа характерно то, что гидростатическое давление приложено на водонепроницаемый верховой откос и потому не только стремится сдвинуть плотину в сторону нижнего бьефа, но и прижимает тело плотины.

Плотина второго типа — плотина с тонкой вертикальной диафрагмой. Особенность условий работы заключается в том, что водонепроницаемая напорная грань расположена внутри тела плотины, а гидростатическое давление приложено горизонтально. При этом оно вызывает дополнительное сжатие низовой упорной призмы плотины и уменьшает сжатие в верховой упорной призме. Кроме того, при наполнении водохранилища происходит переход грунта во взвешенное состояние.

В обоих случаях жесткость противофильтрационного элемента (экрана, диафрагмы) плотины не учитывалась, плотина принималась однородной, состоящей только из каменной наброски.

Плотность каменной наброски принималась: в сухом состоянии — $2,0 \text{ т/м}^3$, в водонасыщенном состоянии — $2,32 \text{ т/м}^3$.

Методика исследования. Расчеты выполнялись с помощью вычислительного программного комплекса PLAXIS. Тело плотины было разделено на 1812 треугольных конечных элементов с 14 829 узлами. Расчет осуществлялся с учетом последовательности возведения и нагружения сооружения. Принималось, что сначала плотина будет отсыпана до гребня горизонтальными слоями (25 слоев), а затем будет постепенно наполняться водохранилище до глубины 96 м. Общее количество расчетных этапов составило 49.

Программный комплекс MIDAS позволяет проводить расчет НДС с применением нескольких моделей грунта, в том числе MCM, HSM.

Для того чтобы выявить влияние на НДС плотины только одного фактора, эффекта разгрузки, было принято решение использовать линейную модель идеальной пластичности. Понятие линейной модели означает пропорциональность между деформациями и напряжениями. Модуль линейной деформации каменной наброски принят равным $E = 58 \text{ МПа}$, а коэффициент Пуассона — $\nu = 0,27$. В качестве критерия идеальной пластичности принимался критерий Кулона — Мора. Угол внутреннего трения принят $\varphi = 43^\circ$, удельное сцепление — $c = 50 \text{ кПа}$. Наличие у сыпучего крупнообломочного грунта высокого сцепления призвано смоделировать эффект зацепления между частицами. В труде [10] путем обработки результатов экспериментов, описанных в работах [22, 23], показано, что реальная каменная наброска имеет еще большее сцепление.

Расчет выполнялся для двух расчетных моделей:

Модель № 1 — модель без эффекта разгрузки, она соответствует модели Мора — Кулона.

Модель № 2 — модель с разделением траекторий на активное нагружение и разгрузку.

Модель № 2 получена посредством упрощения модели упрочняющегося грунта. Для приведения HSM к линейной модели секущий модуль линейной деформации принят равным $E_{50} = E = 58 \text{ МПа}$, показатель степени $m = 0$. Одометрический модуль вычислен через E и коэффициент Пуассона ν , он составил $E_{oed} = 72,47 \text{ МПа}$.

Для ветви разгрузки секущий модуль линейной деформации был принят равным $E_{ur} = 116 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $\nu_{ur} = \nu = 0,27$.

Отдельно определялось значение параметра (коэффициент бокового давления) K_{0nc} модели HSM, который характеризует форму поверхности пластичности. Обычно его рекомендуют принимать $K_{0nc} = 1 - \sin\varphi$, в этом случае его значение составляет 0,318. Авторы настоящего исследования определяли это значение подбором так, чтобы деформации плотины по моделям № 1 и 2 совпали на этапе возведения.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Напряженно-деформированное состояние плотины от собственного веса

Добиться полной идентичности НДС плотины для моделей № 1 и 2 невозможно, поэтому было по-

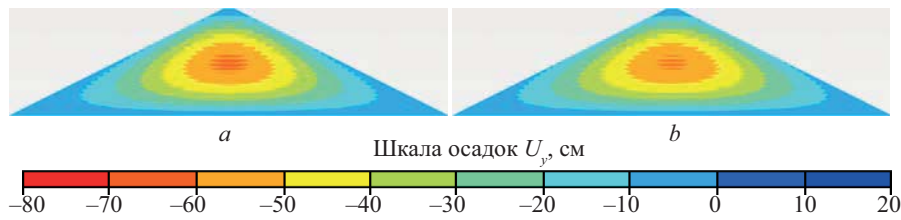


Рис. 2. Осадки плотины под действием собственного веса: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

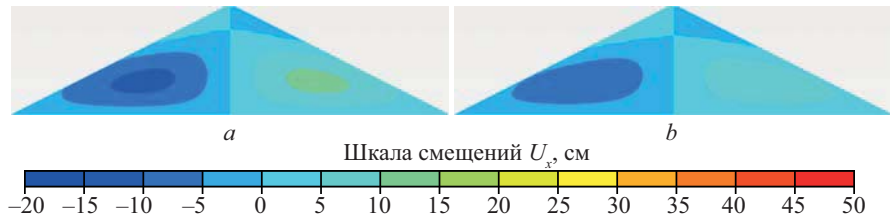


Рис. 3. Горизонтальные смещения плотины под действием собственного веса: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

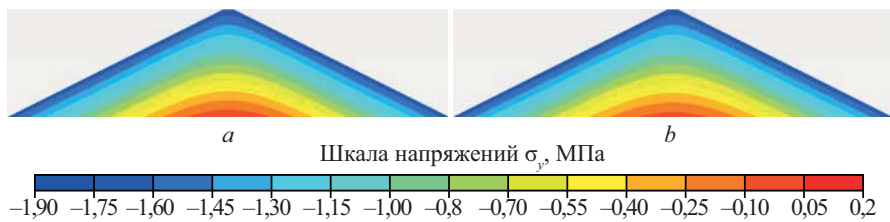


Рис. 4. Вертикальные напряжения в теле плотины под действием собственного веса: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

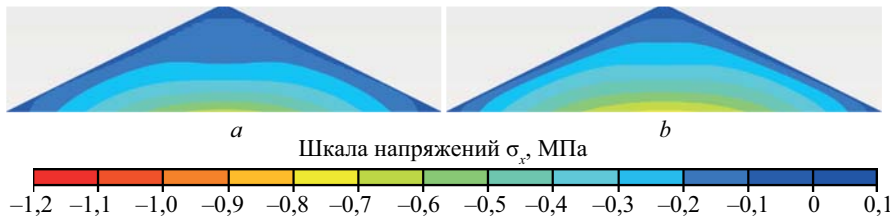


Рис. 5. Горизонтальные напряжения в теле плотины под действием собственного веса: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

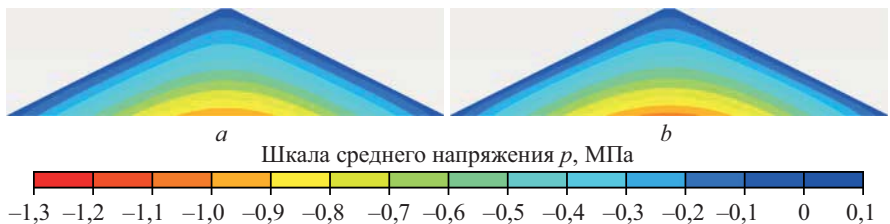


Рис. 6. Среднее напряжение в теле плотины под действием собственного веса: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

добрано такое значение параметра K_{onc} , при котором отличия будут наименьшим. Оно составило $K_{onc} = 0,43$.

Полученное расчетом напряженно-деформированное состояние плотины от собственного веса показано на рис. 2–7 в сравнении моделей № 1 и 2. Качественная картина НДС одинакова, различие заключается лишь в величинах.

Так как моделирование осуществлялось с учетом последовательности возведения плотины, максимум строительных осадок достигается в центральной ча-

сти плотины. Максимальная строительная осадка плотины составила: в модели № 1 — 63,0 см (рис. 2, *a*), в модели № 2 — 66,0 см (рис. 2, *b*), различие составляет менее 5 %. Осадки плотины под собственным весом сопровождаются расширением плотины в стороны. Максимальное горизонтальное смещение составило: в модели № 1 — 11,4 см (рис. 3, *a*), модели № 2 — 10,1 см (рис. 3, *b*), различие составляет около 10 %.

Нормальные напряжения в теле плотины увеличиваются по глубине и достигают максимума у подо-

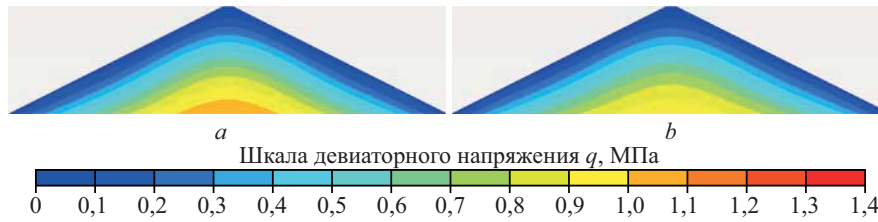


Рис. 7. Девиаторное напряжение в теле плотины под действием собственного веса: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

швы средней части упорной призмы. Максимальное по величине вертикальное напряжение σ_y в обеих моделях составило около 1,7 МПа (рис. 4). Для распределения горизонтальных напряжений σ_x характерно образование зоны повышенного сжатия у подошвы. Максимальное по величине горизонтальное напряжение σ_x составило: 0,67 МПа в модели № 1 (рис. 5, *a*) и 0,77 МПа в модели № 2 (рис. 5, *b*), отличие — 14 %.

Поскольку в модели пластического течения положение поверхности пластичности отражается в пространстве инвариантов тензора напряжений, были проанализированы значения величин p и q . Характер их распределения похож на характер распределения напряжений σ_y , они постепенно увеличиваются по глубине, достигая максимума у подошвы по оси плотины. Максимальное значение среднего напряжения p составило: в модели № 1 — 1,00 МПа (рис. 6, *a*), в модели № 2 — 1,04 МПа (рис. 6, *b*). Максимальное значение девиаторного напряжения q : в модели № 1 — 1,09 МПа (рис. 7, *a*), в модели № 2 — 1,09 МПа (рис. 7, *b*). При таком соотношении q/p сдвиговая прочность грунта обеспечена с запасом.

Напряженно-деформированное состояние плотины с экраном

НДС плотины после приложения гидростатического давления на верховую грань (экран) показано на рис. 8–13. Добавление нагрузки в основном скаывается только в верховой части плотины. Степень этих изменений различается в моделях № 1 и 2.

Для плотины с экраном в модели № 1 осадка верховой грани возросла с 13 см (без гидростатического давления) до 36,6 см (рис. 8, *a*), а в модели № 2 — до 37,4 см (рис. 8, *b*). Максимальная осадка плотины остается практически неизменной.

Приложение гидростатического давления привело к значительному росту смещений плотины в сторону нижнего бьефа. На момент окончания наполнения максимальное смещение верховой грани (экрана) составило: в модели № 1 (МСМ) — 21,4 см (рис. 9, *a*), в модели № 2 — всего 10,0 см (рис. 9, *b*). Подсчитаем приращения смещений от гидростатического давления в точках, где они достигли своего максимума. В модели № 1 (МСМ) смещения экрана составили: до наполнения — минус 3,2 см (рис. 3, *a*), после наполнения — 21,4 см, соответственно прирост смещения — 24,6 см. В модели № 2 (МСМ) смещения экрана составили: до наполнения — минус 6,6 см (рис. 3, *b*), после наполнения — 10,1 см, соответственно прирост смещения составил 16,7 см. Таким образом, учет эффекта разгрузки привел к снижению сдвиговых смещений плотины на треть.

Этот значительный эффект разгрузки объясняется особенностью формирования напряженного состояния после наполнения водохранилища. При приложении гидростатического давления в верховой части тела плотины происходит рост сжимающих напряжений σ_y (рис. 10) и σ_x (рис. 11), а в низовой части плотины они практически не изменяются. Соответ-

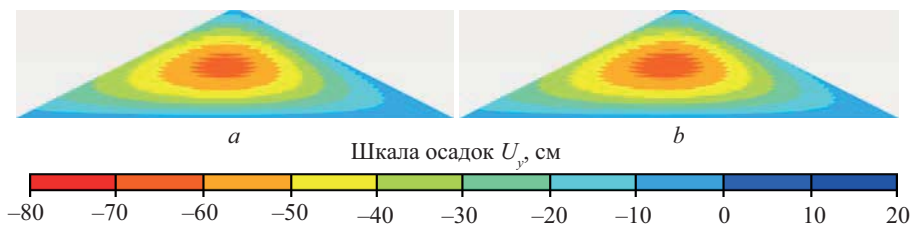


Рис. 8. Осадки плотины с экраном после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

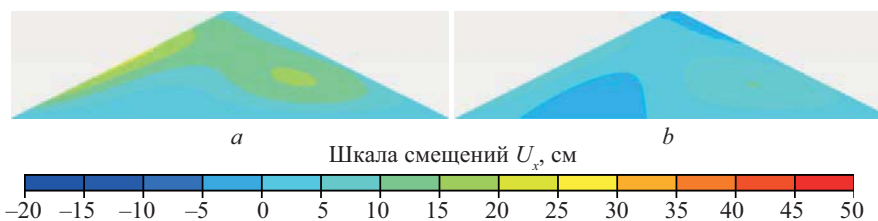


Рис. 9. Горизонтальные смещения плотины с экраном после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

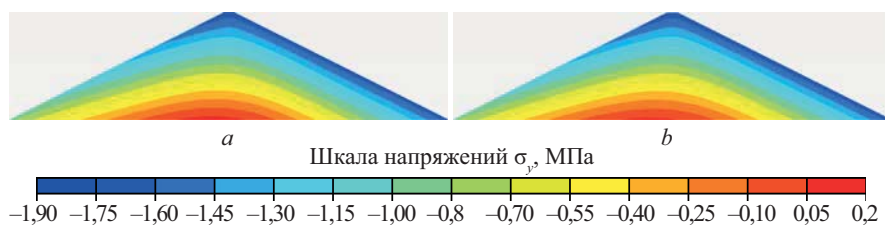


Рис. 10. Вертикальные напряжения в теле плотины с экраном после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

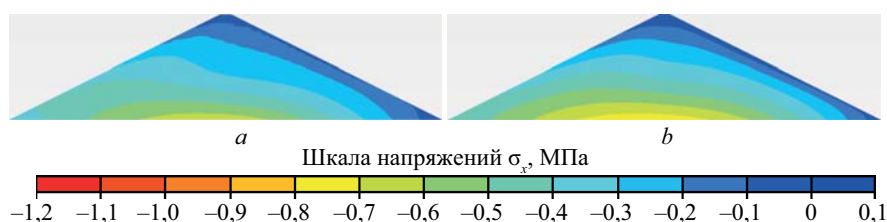


Рис. 11. Горизонтальные напряжения в теле плотины с экраном после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

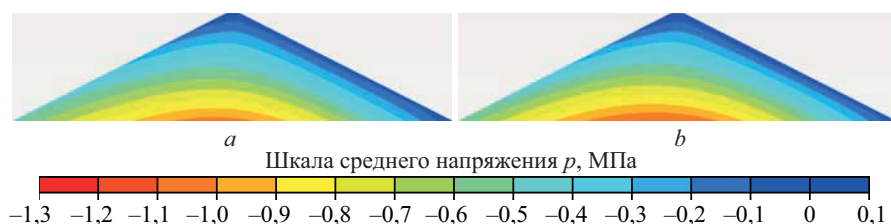


Рис. 12. Среднее напряжение в теле плотины с экраном после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

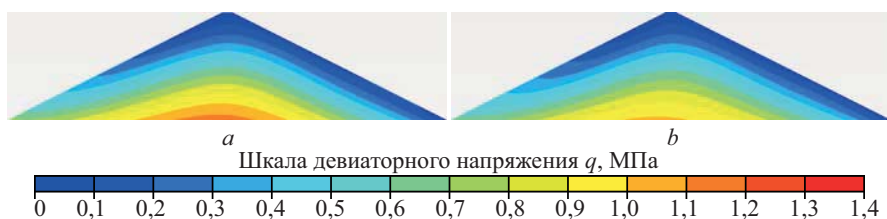


Рис. 13. Девиаторное напряжение в теле плотины с экраном после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

ственно, увеличение среднего напряжения p (рис. 12) и девиаторного напряжения q (рис. 13) происходит лишь в верховой части плотины, в низовой части — они сохраняются постоянными. Соответственно, активное нагружение испытывает грунт только в верховой части плотины, а в низовой части восприятие дополнительной нагрузки сопровождается только упругими деформациями (траектория разгрузки).

Напряженно-деформированное состояние плотины с диафрагмой

НДС плотины после приложения гидростатического давления на центральную диафрагму показано

на рис. 14–19. Из рис. 14–19 видно, что добавление горизонтальной нагрузки на диафрагму вызывает значительные изменения НДС плотины.

Особенно сильные изменения НДС характерны для модели № 1 — происходит значительный рост горизонтальных смещений плотины. В модели № 1 (МСМ) максимальное горизонтальное смещение — 48,9 см (рис. 14, *a*), что составляет 78 % от максимальной строительной осадки. Максимум смещений приходится примерно посередине высоты плотины. Смещения сопровождаются образованием в верховой упорной призме плотины наклонных поверх-

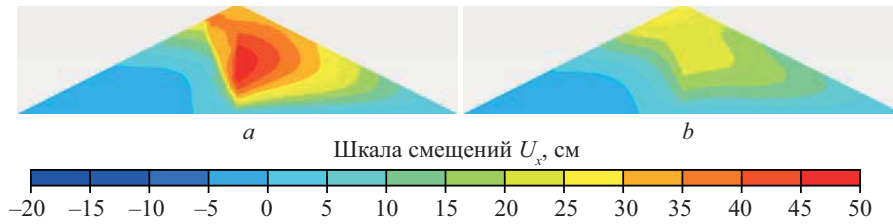


Рис. 14. Смещения плотины с диафрагмой после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

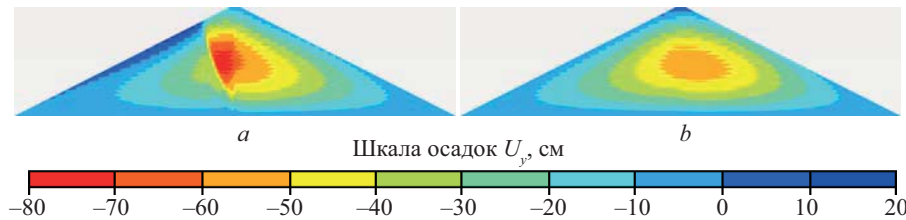


Рис. 15. Осадки плотины с диафрагмой после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

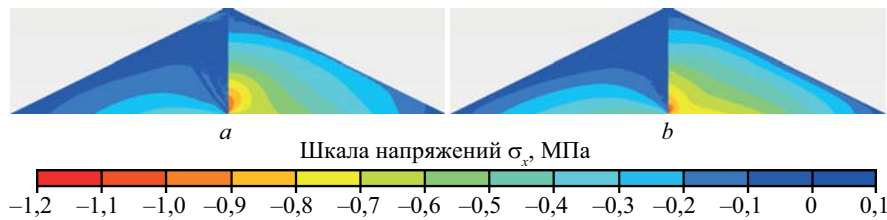


Рис. 16. Горизонтальные напряжения в теле плотины с диафрагмой после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

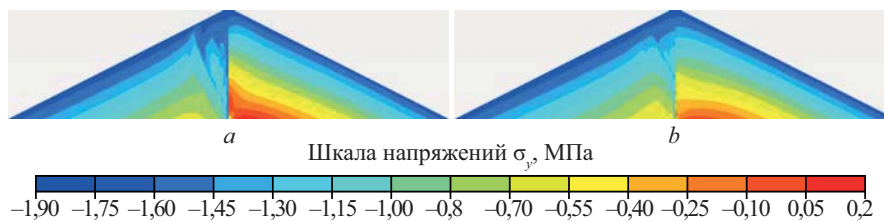


Рис. 17. Вертикальные напряжения в теле плотины с диафрагмой после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

ностей скольжения и призм обрушения (рис. 15, *a*). Максимальная осадка призмы обрушения — 76,8 см.

Эти деформации сопровождаются ростом сжимающих горизонтальных напряжений σ_x в низовой упорной призме и их резким падением в верховой призме (рис. 16, *a*). Вертикальные напряжения σ_y в низовой части изменяются мало, заметные изменения характерны лишь в центральной области плотины, прилегающей к диафрагме (рис. 17, *a*). В верховой упорной призме происходит уменьшение σ_y за счет взвешивающего действия воды на грунт. А в призме обрушения наблюдается резкое снижение сжимающих напряжений.

Образование в плотине с диафрагмой призмы обрушения подтверждается результатом исследования В.В. Орехова [4].

Однако в модели № 2 приложение гидростатического давления не приводит к столь опасным изменениям НДС. Максимальное смещение составило лишь 27,3 см (рис. 14, *b*), т.е. примерно вдвое меньше, чем в модели № 1. Максимум смещений наблюдается на гребне плотины.

При таких смещениях в плотине не происходит образование призмы обрушения в верховой части плотины. В модели № 2 хорошо заметно уменьшение осадок в плотине, которое по большей части вызвано пере-

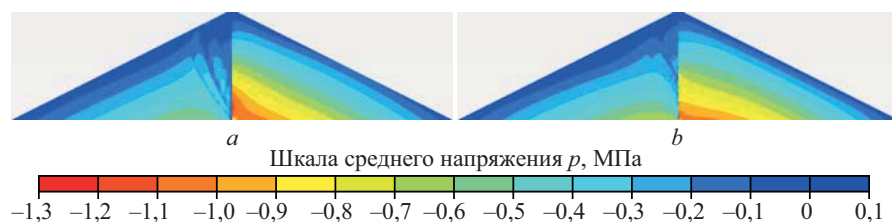


Рис. 18. Среднее напряжение в теле плотины с диафрагмой после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

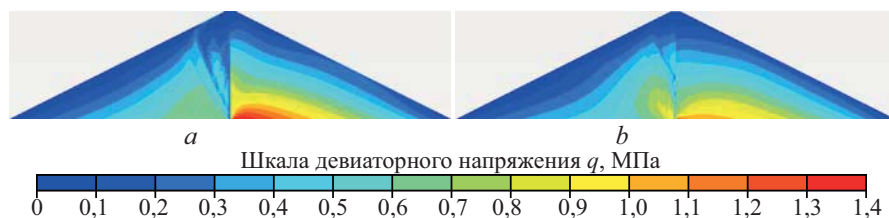


Рис. 19. Девиаторное напряжение в теле плотины с диафрагмой после наполнения водохранилища: *a* — модель № 1; *b* — модель № 2

ходом грунта верховой упорной призмы во взвешенное состояние. Максимальная осадка составила 58,5 см (рис. 15, *b*), т.е. на 7,5 см, чем от собственного веса.

Значительное уменьшение смещений в модели № 2 по сравнению с моделью № 1 наглядно демонстрирует влияние эффекта разгрузки на НДС плотины с диафрагмой. Для определения вида траекторий нагружения (активное нагружение или разгрузка) грунта плотины проанализируем напряженное состояние плотины. Сравнивая до и после наполнения водохранилища средние напряжения p (рис. 6 и рис. 18), девиаторные напряжения (рис. 7 и рис. 19) можно заметить, что для разных зон плотины характерны разные траектории нагружения. В верховой упорной призме происходит одновременное снижение среднего напряжения p и девиаторного напряжения, соответственно, в этой зоне грунт может испытывать как активное нагружение, так и разгрузку. В большей части низовой упорной призмы отмечается увеличение среднего напряжения при одновременном снижении девиаторного напряжения q , следовательно, грунт испытывает разгрузку. Соответственно, в модели № 2 гораздо меньший объем плотины испытывает пластические деформации, что и объясняет уменьшение горизонтальных смещений плотины.

Кроме того, выполнен расчет НДС плотины с диафрагмой для варианта с меньшим значением сцепления каменной наброски — 15 кПа. В этом случае по модели № 1 (МСМ) плотина исчерпала свою несущую способность и решение получено не было. При расчете по модели № 2 горизонтальные смещения плотины практически не увеличились, но в верховой призме произошло образование поверхности скольжения и формирование призмы обрушения. Это наглядно

показывает значительное влияние эффекта разгрузки на НДС каменно-набросной плотины с диафрагмой.

Однако необходимо отметить, что полученные результаты относятся к выбранному способу учета эффекта упрочнения грунта с помощью использования в модели грунта пластического течения, которая основана на ассоциированном законе течения. Тем не менее ассоциированный закон течения часто не подтверждается экспериментально. Учитывая, что эффект упрочнения оказывает значительное влияние на результаты моделирования НДС, вопрос о способе учета траекторий нагружения требует отдельной проработки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

В процессе формирования напряженно-деформированного состояния плотины грунт может испытывать разные траектории нагружения. При восприятии нагрузки от гидростатического давления одна часть тела плотины может испытывать активное нагружение с упругопластическими деформациями, а другая — разгрузку с упругими деформациями. Особенно это характерно для плотины с внутренней диафрагмой, в плотине этого типа грунт верховой и низовой упорной призм имеет разные траектории нагружения.

Учет того факта, что часть плотины при восприятии нагрузки не испытывает пластических деформаций, ведет к значительному изменению результатов численного моделирования НДС.

Изменение результатов расчета НДС, прежде всего, выражается в существенном уменьшении горизонтальных смещений плотины от гидростатического давления. В рассмотренном примере максимальное горизонтальное смещение плотины с водонепроница-

мым экраном и плотины с центральной диафрагмой уменьшилось примерно в 2 раза.

Учет эффекта упрочнения грунта при расчете НДС плотины с диафрагмой ведет к существенному увеличению запаса несущей способности плотины. За счет уменьшения горизонтальных смещений значительно снижается риск потери сдвиговой прочно-

сти грунта верховой упорной призмы и формирования в ней призмы обрушения.

Применение для расчетов НДС грунтовых плотин моделей, которые не учитывают эффект упрочнения грунта, например модели Мора – Кулона, недопустимо. Оно сильно искажает результаты численного моделирования.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. A statistical review of the behaviour of concrete-face rockfill dams based on case histories // *Géotechnique*. 2018. Vol. 68. Issue 9. Pp. 749–771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095
2. Park H.G., Kim Y.-S., Seo M.-W., Lim H.-D. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period. Case of Daegok Dam // *Journal of the Korean Geotechnical Society*. 2005. Vol. 21. Issue 7. Pp. 91–105.
3. 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. № 2 (125). С. 207–224. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.2.207-224. EDN YXZHQD.
4. Орехов В.В. Устойчивость грунтовой плотины с вертикальной диафрагмой // *Вестник МГСУ*. 2016. № 1. С. 143–149. EDN VJIGEB.
5. Беллендир Е.Н., Рубин О.Д., Юрьев С.В., Лисицкий С.Е., Баклыков И.В. Анализ результатов натурных и расчетных исследований прочности и устойчивости каменно-набросной плотины Богучанской ГЭС с прогнозированием ее состояния // *Природообустройство*. 2024. № 2. С. 48–56. DOI: 10.26897/1997-6011-2024-2-48-56. EDN ZEAJWK.
6. Кургузов К.В., Фоменко И.К. Основополагающие математические модели грунтов в практике геотехнического моделирования : обзор // *Естественные и технические науки*. 2019. № 5 (131). С. 240–247. DOI: 10.25633/ETN.2019.05.04. EDN KGJTQF.
7. Gao Ju., Han X., Han W., Dang F., Ren J., Xue H. et al. Research on the slip deformation characteristics and improvement measures of concrete-faced rockfill dams on dam foundations with large dip angles // *Scientific Reports*. 2024. Vol. 14. Issue 1. P. 8665. DOI: 10.1038/s41598-024-59222-0. EDN MPULSO.
8. Chen H., Liu D. Numerical simulations of multiple cracks in concrete face rockfill dams coupled multi-factor during construction // *Case Studies in Construction Materials*. 2025. Vol. 22. P. e04609. DOI: 10.1016/j.cscm.2025.e04609. EDN EZGBDK.
9. Liu S., He W., Sun Yi., Shen Ch., Wang L. Analysis of the behavior of a high earth-core rockfill dam considering particle breakage // *Computers and Geotechnics*. 2023. Vol. 157. P. 105320. DOI: 10.1016/j.compgeo.2023.105320. EDN AKTNOQ.
10. 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. EDN FJGMOI.
11. Sukkarak R., Jongpradist P., Pramthawee P. A modified valley shape factor for the estimation of rockfill dam settlement // *Computers and Geotechnics*. 2019. Vol. 108. Pp. 244–256. DOI: 10.1016/j.compgeo.2019.01.001
12. Liu S., Sun Y., Shen C., Yin Z. Practical nonlinear constitutive model for rockfill materials with application to rockfill dam // *Computers and Geotechnics*. 2020. Vol. 119. P. 103383. DOI: 10.1016/j.compgeo.2019.103383
13. Vahdati P., Levasseur S., Mattsson H., Knutsson S. Inverse Hardening Soil Parameter Identification of an Earth and Rockfill Dam by Genetic Algorithm Optimization // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2014. Vol. 19. Pp. 3327–3349.
14. Xu M., Song E., Chen J. A large triaxial investigation of the stress-path-dependent behavior of compacted rockfill // *Acta Geotechnica*. 2012. Vol. 7. Pp. 167–175. DOI: 10.1007/s11440-012-0160-0. EDN DWAMYP.
15. Bhutto A.H., Zardari S., Zardari M.A., Bhurgri G.S., Memon B.A., Bhanbhro R. et al. Mohr-Coulomb and Hardening Soil Model Comparison of the Settlement of an Embankment Dam // *Engineering, Technology & Applied Science Research*. 2019. Vol. 9. Issue 5. Pp. 4654–4658. DOI: 10.48084/etasr.3034
16. Котов Ф.В., Саинов М.П. Параметры нелинейных моделей грунта для расчета напряженно-деформированного состояния каменно-набросной плотины // *Строительство: наука и образование*. 2024. Т. 14. № 3. С. 28–56. DOI: 10.22227/2305-5502.2024.3.28-56. EDN WARIUO.
17. Samadi-Boroujeni H., Haghshenas-Adarnabadi A., Shayannejad M., Khabbaz H. Comparison of Mohr-Coulomb and hardening soil constitutive models for simulation of settlements in the Karkheh earth dam // *Australian Geomechanics Journal*. 2023. Vol. 58. Issue 3. Pp. 143–158. DOI: 10.56295/AGJ5836. EDN CZDECJ.
18. Dong W., Hu L., Yu Y.Z., Lv H. Comparison between Duncan and Chang's EB Model and the Generalized Plasticity Model in the Analysis of a High Earth-

Rockfill Dam // Journal of Applied Mathematics. 2013. Vol. 2013. Pp. 1–12. DOI: 10.1155/2013/709430

19. *Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W.* Evaluation of hardening soil model on numerical simulation of behaviors of high rockfill dams // Songklanakarin Journal of Science and Technology. 2011. Vol. 33. Issue 3.

20. *Sukkarak R., Pramthawee P., Jongpradist P.* A modified elasto-plastic model with double yield surfaces and considering particle breakage for the settlement analysis of high rockfill dams // KSCE Journal of Civil Engineering. 2017. Vol. 21. Issue 3. Pp. 734–745. DOI: 10.1007/s12205-016-0867-9. EDN KOOEXH.

21. *Jongpradist P.* Deformation analysis of high CFRD considering the scaling effects // Geomechanics and Engineering. 2018. Vol. 14. Issue 3. Pp. 211–224. DOI: 10.12989/gae.2018.14.3.211

22. *Marsal R.J.* Large Scale Testing of Rockfill Materials // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1967. Vol. 93. Issue 2. Pp. 27–43. DOI: 10.1061/JSFEAQ.0000958

23. *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. Vol. 17. Issue 10. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000977

Поступила в редакцию 17 февраля 2026 г.

Принята в доработанном виде 19 февраля 2026 г.

Одобрена для публикации 14 марта 2026 г.

ОБ АВТОРАХ: **Михаил Петрович Саинов** — доктор технических наук, доцент, заведующий кафедрой энергетических и гидротехнических сооружений; **Национальный исследовательский университет «МЭИ» (НИУ «МЭИ»);** 111250, г. Москва, ул. Красноказарменная, д. 14, стр. 1; SPIN-код: 2369-9626, Scopus: 6506150284, ORCID: 0000-0003-1139-3164; SainovMP@mpei.ru;

Никита Сергеевич Талалаев — аспирант кафедры гидравлики и гидротехнического строительства; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1227780, Scopus: 59319522100, ResearcherID: PNG-6395-2026, ORCID: 0009-0001-9424-9661; talalaevnicta@yandex.ru.

Вклад авторов:

Саинов М.П. — научное руководство, идея исследования, сбор материала, развитие методологии, написание исходного текста, оформление статьи, научное редактирование текста.

Талалаев Н.С. — сбор и обработка материала, выполнение расчетов, развитие методологии, обработка и оформление текста статьи.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

Subject of the study. The stress-strain state of earth dams is complex in nature, primarily due to the complex nature of soil deformation under load. Soils are not elastic materials; when loaded, they undergo not only reversible elastic deformations but also irreversible plastic deformations. For this reason, the relationship between stresses and strains in soil cannot be described by elasticity theory or a linear model based on Hooke's law. Various non-linear effects (phenomena) manifest themselves during soil deformation — consolidation, dilatation, creep, etc. One of the most significant non-linear effects is the difference in the nature of deformation under two loading trajectories — active loading and unloading. During unloading, the soil mainly exhibits only elastic deformations and has greater stiffness than during active loading. As compressive stresses increase, the stress state corresponding to elastic deformation expands; this effect is known as the consolidation effect.

Significance of the study. The plastic properties of soil are particularly evident in large earthworks subjected to heavy loads; earth dams are among such structures.

When subjected to loads, earth dams undergo significant deformations and displacements. Construction settlements in high rockfill dams [1–3] can reach several metres. During the deformation of the dam, the soil's shear strength and the stability of the structure may be lost. For example, in [4], numerical modelling demonstrates that an ultra-high rockfill dam with a diaphragm may lose its stability in two ways: through the collapse of the toe slope along a curved surface, and through the formation of a collapse prism within the upstream abutment prism. It is noted that the non-damping nature of the settlements and displacements of the rockfill dam at the Boguchanskaya Hydroelectric Power Station raises concerns regarding the stability of its downstream slope [5].

The above examples clearly demonstrate that the stress-strain state and stability of an earth dam should be predicted only using a nonlinear soil mechanics model. This requirement for Class I and II dams is also set out in the regulatory document SP 39.13330.2012 “Dams Constructed of Earth Materials”.

However, there is as yet no universally accepted and comprehensive soil model; several mathematical

soil mechanics models are used to simulate earth dams. The issue of refining existing soil models or developing new ones remains a pressing one.

It is particularly important to assess the accuracy of the calculated predictions of the design strength of earth dams obtained using these models. It is necessary to assess the extent to which the model used adequately reproduces soil behaviour and how the assumptions made in the soil models affect the quality of the numerical simulation.

Literature review. A review of scientific publications shows that several soil models are currently used in the numerical modelling of the structural behaviour of earth structures [6].

Two types of mathematical models are used: non-linear elasticity models (based on the deformation theory of plasticity) and models based on the theory of plastic flow.

The simplest non-linear model is the Mohr–Coulomb model (hereinafter referred to as MCM). This model falls within the category of deformation theory models of plasticity. It assumes that, up to the point of shear failure, the relationship between strains and stresses is linear, whilst after the shear strength is reached, strains increase uncontrollably. Accordingly, the MCM is a linear model of ideal plasticity. Many other models utilize the Mohr–Coulomb shear strength condition. A major drawback of the MCM is that it does not account for the “consolidation” effect — the reduction in soil deformability as it becomes more compacted.

A more sophisticated model is the Duncan–Chang hyperbolic model, which is based on the hyperbolic relationship between stresses and strains in soils. The model was developed by J.M. Duncan and C.Y. Chang in 1970. This model belongs to the class of non-linear elasticity models. In this model, the deformation characteristics of the soil (the linear modulus of elasticity E and the bulk modulus B) are treated as variables depending on the stress state, thereby allowing the model to account for the “consolidation” effect in the soil. However, the Duncan–Chang model does not reflect the mechanical processes occurring in the soil, but merely approximates them.

A significant drawback of the hyperbolic model is that it does not explicitly distinguish between the trajectories of active loading and unloading. Plastic flow models are free from this drawback. They are based on the associated flow law, in which it is assumed that the direction of the plastic strain vector is orthogonal to the plasticity (yield) surface.

The yield surface distinguishes, under stress, the regions of elastic and elastoplastic deformation, which correspond to the trajectories of unloading and active loading. Graphically, the yield surface is plotted in the principal stress space or in the space of invariants of the stress tensor (Fig. 1). The quantity p represents the mean stress, which corresponds, up to a factor, to the first invariant of the stress tensor. The quantity q

is referred to as the “deviator stress”; it corresponds, up to a factor, to the second invariant of the stress deviator and to the intensity of the tangential stresses in the case of a plane problem. The quantity q is defined as the difference between the maximum and minimum principal stresses; it is twice the maximum tangential stresses.

Plastic flow models include the Cam-Clay model and the Hardening Soil model (hereinafter referred to as HSM). These models utilize a tent-shaped plasticity surface.

The Cam-Clay model is applied to fine-grained soils. The HSM can also be used for coarse-grained soils, as it takes into account an additional hardening effect — the reduction in soil deformability with increasing compression. In the HSM, the modulus of deformation is not a constant; its value varies as a power function of the lateral compression stress [6].

Different researchers use different models. The MCM is usually employed when modelling small structures. In China, the Duncan–Chang hyperbolic model has become the most widely used; examples of such studies include publications [7, 8]. The Cam-Clay model was used in study [9] to describe the behaviour of clayey soil within the body of a rockfill dam. The HSM is used less frequently than the MCM and the hyperbolic model.

The issue of selecting models and their parameters continues to receive considerable attention. Articles are published on the calibration of models and the selection of their parameters to adequately reproduce soil behaviour during laboratory tests [10–12] or the behaviour of a constructed dam [13].

In the paper by M. Xu et al. [14], experiments in a large-scale stability tester showed that the deformations of a rock filled embankment depend significantly on the loading trajectory.

There are studies which present a comparison of the results of numerical simulations of the structural behaviour of earth dams using different models.

A comparison of the MCM and HSM methods was carried out [15–17]. A comparison of the MCM and HSM methods was conducted in relation to the finite element analysis of the Karkheh rockfill dam (Iran) [17]. A comparison of the MCM and HSM methods was

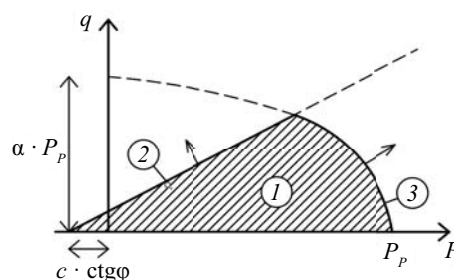


Fig. 1. Schematic diagram of the position of the plasticity surface: 1 — region of elastic deformation; 2 — shear yield surface; 3 — compressive yield surface

carried out for a rockfill dam with a clay core, 59 m in height [15]. It has been shown that accounting for the soil consolidation effect in the HSM leads to a reduction in the calculated dam settlements by approximately 50 %. A study [18] demonstrated that the MCM reproduces the actual behaviour of the dam less accurately than an elastoplastic model based on other principles.

The paper [19] presents a comparison of the hyperbolic model and the HSM using the example of a rockfill dam with a reinforced concrete screen 182 m high.

Furthermore, new soil models are being developed and applied. Papers [12, 20, 21] are devoted to the development of new soil models.

Aims and objectives of the study. The aim of the study is to assess the influence of the soil unloading effect on the formation of the stress-strain state of a high earth dam. This will enable an evaluation of the accuracy of modelling the dam's stress-strain state using the MCM, which does not account for this effect.

MATERIALS AND METHODS

The research methodology involves comparing the results of calculations of the failure surface of an earth dam for two scenarios: one without taking the soil unloading effect into account, and one with it.

Subject of the study. The study was carried out using the example of a 100 m high rockfill dam situated on a rigid foundation. The dam has a symmetrical profile, with a crest width of 10 m and a slope ratio of 2. The calculation was carried out for two types of load: dead weight and hydrostatic pressure from the reservoir. The study considered two types of dam.

The first type of dam is a dam with a thin non-soil screen situated on the upstream slope. A characteristic feature of this type of dam is that the hydrostatic pressure is applied to the watertight upstream slope and therefore not only tends to displace the dam towards the lower reach but also presses against the dam body.

The second type of dam is a dam with a thin vertical diaphragm. A distinctive feature of its operating conditions is that the watertight pressure face is situated within the dam body, whilst the hydrostatic pressure is applied horizontally. This causes additional compression of the dam's downstream bearing prism and reduces compression in the upstream bearing prism. Furthermore, as the reservoir fills, the soil transitions to a suspended state.

In both cases, the stiffness of the dam's anti-seepage element (screen, diaphragm) was not taken into account; the dam was assumed to be homogeneous, consisting solely of a stone rubble fill.

The density of the rock fill was taken as: 2.0 t/m³ when dry, and 2.32 t/m³ when water-saturated.

Research methodology. The calculations were carried out using the PLAXIS software package. The dam body was divided into 1,812 triangular finite elements with 14,829 nodes. The analysis was carried out taking

into account the sequence of construction and loading of the structure. It was assumed that the dam would first be backfilled to the crest in horizontal layers (25 layers), and then the reservoir would be gradually filled to a depth of 96 m. The total number of design stages was 49.

The MIDAS software package allows the calculation of the dam's structural response using several soil models, including MCM and HSM.

In order to identify the influence of a single factor — the unloading effect — on the dam's stress-strain behaviour, it was decided to use a linear model of ideal plasticity. The concept of a linear model implies proportionality between strains and stresses. The modulus of linear deformation of the rock fill was taken as $E = 58$ MPa, and Poisson's ratio as $\nu = 0.27$. The Coulomb – Mohr criterion was adopted as the criterion for ideal plasticity. The angle of internal friction is taken as $\varphi = 43^\circ$, and the specific cohesion as $c = 50$ kPa. The high cohesion of the loose, coarse-grained soil is intended to simulate the interlocking effect between particles. In [10], by analyzing the results of experiments described in [22, 23], it is shown that real rubble fill has even greater cohesion.

The calculation was carried out for two computational models:

Model No. 1 — a model without the unloading effect; this corresponds to the Mohr – Coulomb model.

Model No. 2 — a model with trajectories divided into active loading and unloading phases.

Model No. 2 was derived by simplifying the model of consolidating soil. To reduce the HSM to a linear model, the shear modulus of linear deformation was taken as $E_{50} = E = 58$ MPa, with exponent $m = 0$. The oedometric modulus was calculated using E and Poisson's ratio ν , giving $E_{oed} = 72.47$ MPa.

For the unloading branch, the secant modulus of linear deformation was taken to be $E_{ur} = 116$ MPa, Poisson's ratio $\nu_{ur} = \nu = 0.27$.

The value of the parameter (lateral pressure coefficient) K_{0nc} of the HSM model, which characterizes the shape of the yield surface, was determined separately. It is usually recommended to take $K_{0nc} = 1 - \sin\varphi$; in this case, its value is 0.318. The authors of this study determined this value by trial and error so that the deformations of the dam according to models No. 1 and 2 would coincide during the construction phase.

RESULTS

Stress-strain state of the dam due to its own weight

It is impossible to achieve complete identity in the stress-strain state of the dam for Models 1 and 2; therefore, a value for the parameter K_{0nc} was selected at which the differences would be minimal. This value was $K_{0nc} = 0.43$.

The stress-strain state of the dam due to its own weight, obtained from the calculation, is shown in Fig. 2–7, comparing Models No. 1 and 2. The qualitative picture of the stress-strain state is identical; the difference lies solely in the numerical values.

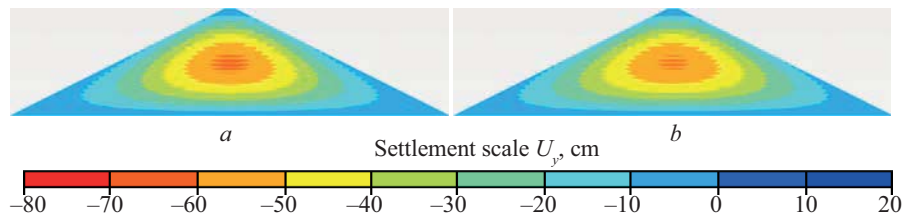


Fig. 2. Settlement of the dam under the action of its own weight: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

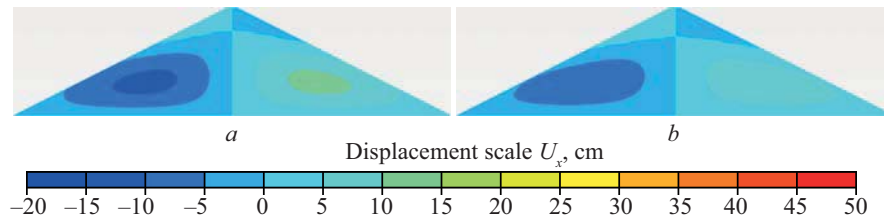


Fig. 3. Horizontal displacements of the dam under the action of its own weight: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

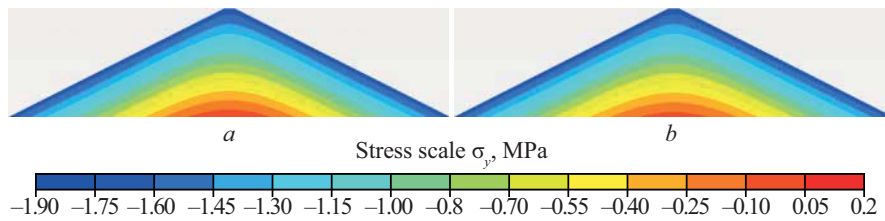


Fig. 4. Vertical stresses in the dam body under the action of its own weight: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

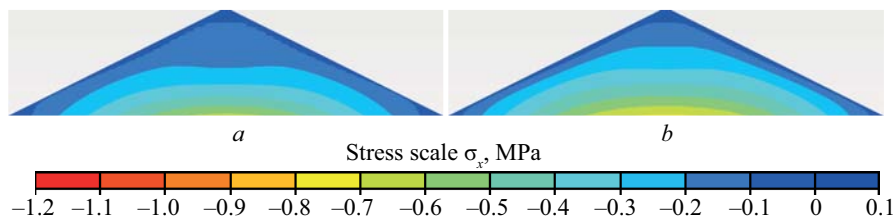


Fig. 5. Horizontal stresses in the dam body under the action of its own weight: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

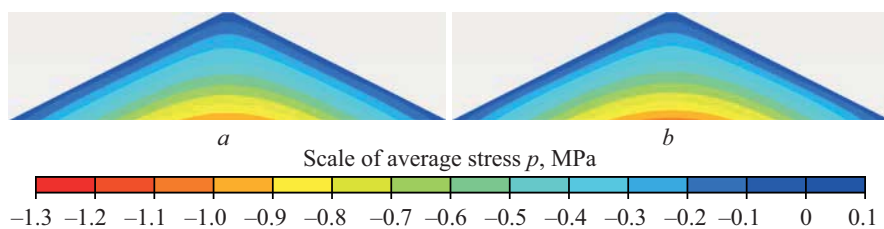


Fig. 6. Average stress in the dam body under the action of its own weight: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

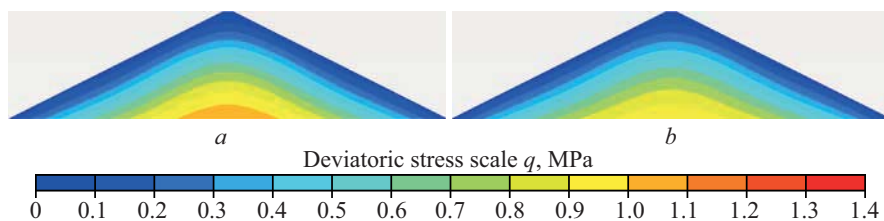


Fig. 7. Deviator stress in the dam body under the action of its own weight: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

As the modelling took into account the sequence of dam construction, the maximum construction settlement is reached in the central part of the dam. The maximum construction settlement of the dam was: in Model No. 1 — 63.0 cm (Fig. 2, *a*), in Model No. 2 — 66.0 cm (Fig. 2, *b*), with a difference of less than 5 %. Settlements of the dam under its own weight are accompanied by lateral expansion of the dam. The maximum horizontal displacement was: 11.4 cm in Model No. 1 (Fig. 3, *a*) and 10.1 cm in Model No. 2 (Fig. 3, *b*), a difference of approximately 10 %.

Normal stresses within the dam body increase with depth and reach a maximum at the toe of the central section of the abutment prism. The maximum vertical stress σ_y in both models was approximately 1.7 MPa (Fig. 4). The distribution of horizontal stresses σ_x is characterized by the formation of a zone of increased compression near the base. The maximum horizontal stress σ_x was 0.67 MPa in model No. 1 (Fig. 5, *a*) and 0.77 MPa in model No. 2 (Fig. 5, *b*), a difference of 14 %.

Since, in the plastic flow model, the position of the yield surface is reflected in the invariant space of the stress tensor, the values of p and q were analyzed. The nature of their distribution is similar to that of the stress distribution σ_y ; they increase gradually with depth, reaching a maximum at the base along the dam axis. The maximum value of the mean stress p was: in Model No. 1 — 1.00 MPa (Fig. 6, *a*), and in Model No. 2 — 1.04 MPa (Fig. 6, *b*). The maximum value of deviatoric stress q was: in Model No. 1 — 1.09 MPa (Fig. 7, *a*), and in Model No. 2 — 1.09 MPa (Fig. 7, *b*). With this q/p ratio, the shear strength of the soil is ensured with a margin of safety.

Stress-strain state of the dam with a screen

The stress-strain state of the dam following the application of hydrostatic pressure to the top face (screen) is shown in Fig. 8–13. The addition of the load primarily affects only the top part of the dam. The extent of these changes differs between Models No. 1 and 2.

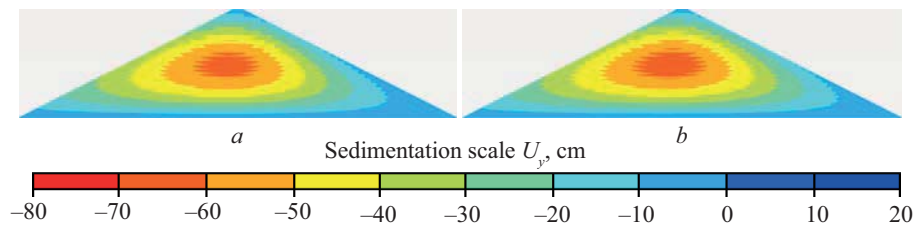


Fig. 8. Settlement of the dam with a screen following the filling of the reservoir: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

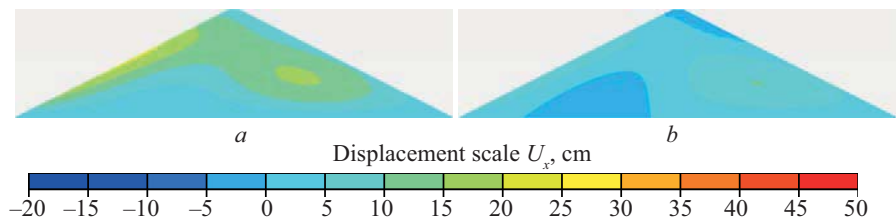


Fig. 9. Horizontal displacements of the dam with a screen after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

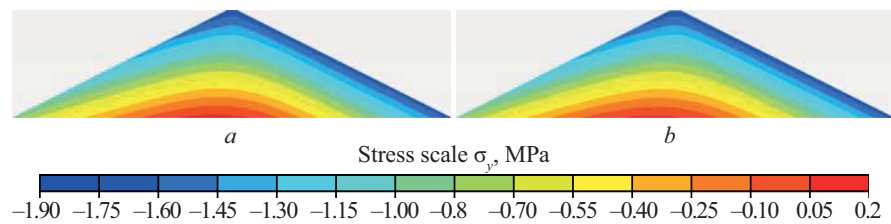


Fig. 10. Vertical stresses in the dam body with a screen after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

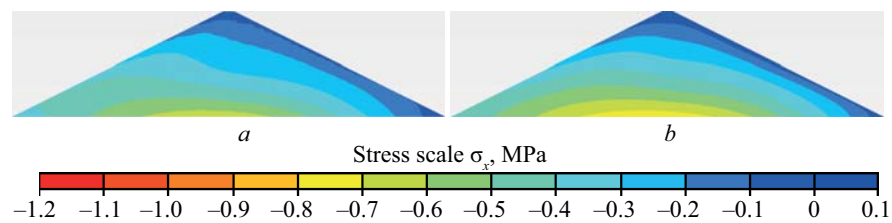


Fig. 11. Horizontal stresses in the dam body with a screen after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

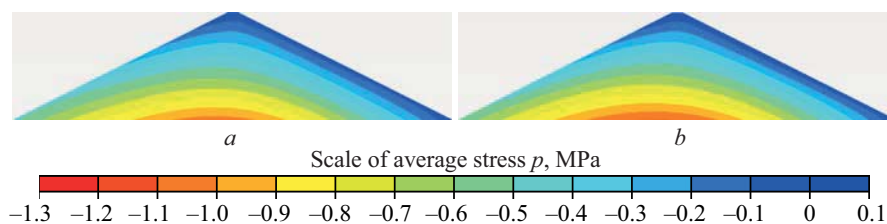


Fig. 12. Average stress in the dam body with a screen after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

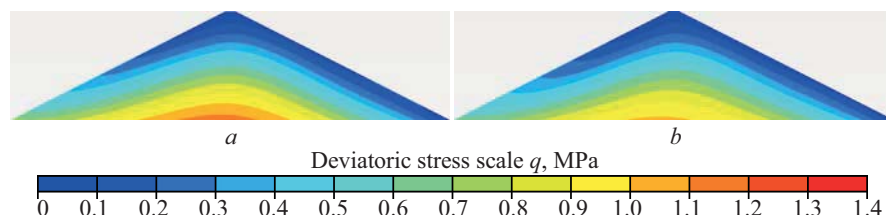


Fig. 13. Deviatoric stress in the dam body with a screen after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

For the dam with a screen in Model No. 1, the settlement of the crest increased from 13 cm (without hydrostatic pressure) to 36.6 cm (Fig. 8, *a*), and in Model No. 2 — to 37.4 cm (Fig. 8, *b*). The maximum settlement of the dam remains virtually unchanged.

The application of hydrostatic pressure led to a significant increase in the dam's displacement towards the lower reservoir. By the time filling was complete, the maximum displacement of the upstream face (screen) was: in Model No. 1 (MCM) — 21.4 cm (Fig. 9, *a*), and in Model No. 2 — just 10.0 cm (Fig. 9, *b*). Let us calculate the increments in displacement due to hydrostatic pressure at the points where they reached their maximum. In Model No. 1 (MCM), the displacements of the screen were: before filling — minus 3.2 cm (Fig. 3, *a*), after filling — 21.4 cm; accordingly, the increase in displacement was 24.6 cm. In Model No. 2 (MCM), the screen displacements were: before filling — minus 6.6 cm (Fig. 3, *b*), after filling — 10.1 cm; accordingly, the increase in displacement was 16.7 cm. Thus, taking the unloading effect into account led to a reduction in the dam's shear displacements by one third.

This significant unloading effect is explained by the specific nature of the stress state that develops after the reservoir is filled. When hydrostatic pressure is applied to the upper part of the dam body, compressive stresses σ_y (Fig. 10) and σ_x (Fig. 11), whilst in the toe of the dam they remain virtually unchanged. Consequently, an increase in the mean stress p (Fig. 12) and

the deviatoric stress q (Fig. 13) occurs only in the crest of the dam; in the toe, they remain constant. Consequently, the soil is subjected to active loading only in the upper part of the dam, whilst in the lower part, the application of additional load is accompanied only by elastic deformations (unloading trajectory).

Stress-strain state of the dam with a diaphragm

The stress-strain state of the dam following the application of hydrostatic pressure to the central diaphragm is shown in Fig. 14–19. It can be seen from Fig. 14–19 that the application of a horizontal load to the diaphragm causes significant changes in the dam's stress-strain state.

Particularly pronounced changes in the stress-strain state are characteristic of Model No. 1 — there is a significant increase in the dam's horizontal displacements. In Model No. 1 (MCM), the maximum horizontal displacement is 48.9 cm (Fig. 14, *a*), which accounts for 78 % of the maximum construction settlement. The maximum displacements occur approximately halfway up the dam's height. The displacements are accompanied by the formation, in the upstream of the dam's abutment prism, of inclined slip surfaces and collapse prisms (Fig. 15, *a*). The maximum settlement of the collapse prism is 76.8 cm.

These deformations are accompanied by an increase in compressive horizontal stresses σ_x in the lower support prism and a sharp drop in these stresses in the upper prism (Fig. 16, *a*). Vertical stresses σ_y in the lower part change only slightly; noticeable changes are charac-

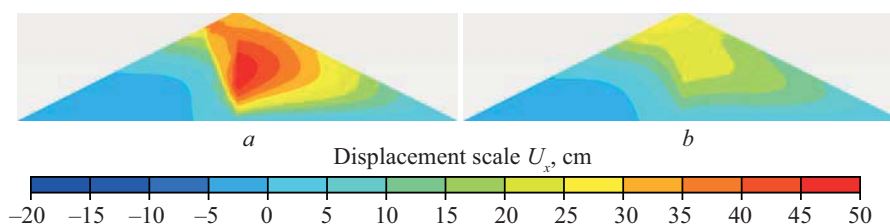


Fig. 14. Displacements of the diaphragm dam after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

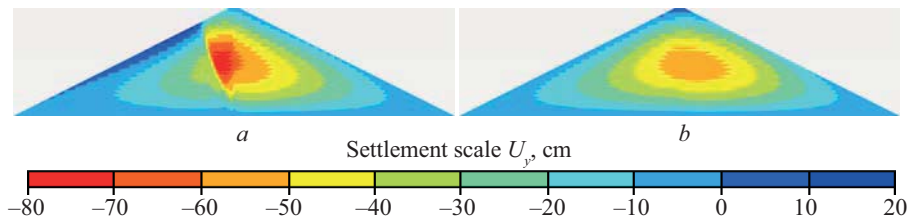


Fig. 15. Settlements of a dam with a diaphragm after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

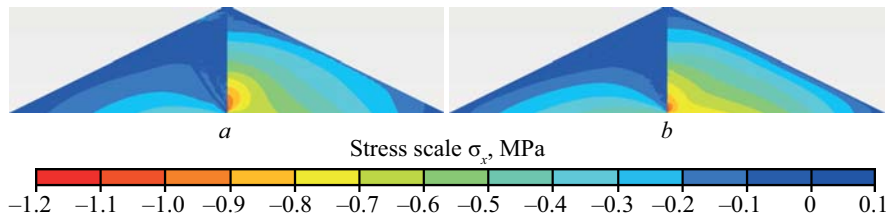


Fig. 16. Horizontal stresses in the body of a diaphragm dam after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

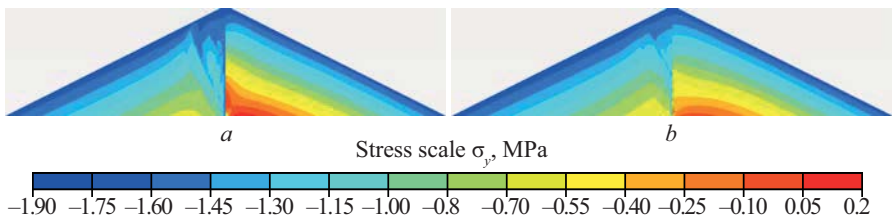


Fig. 17. Vertical stresses in the dam body with a diaphragm after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

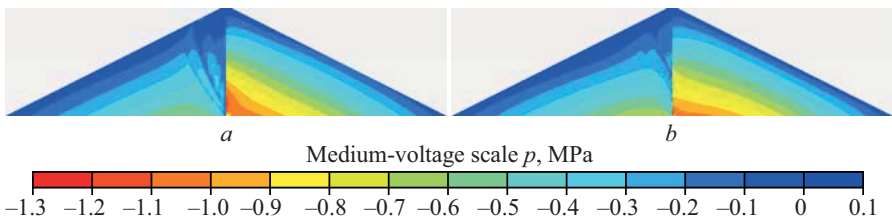


Fig. 18. Average stress in the body of a diaphragm dam after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

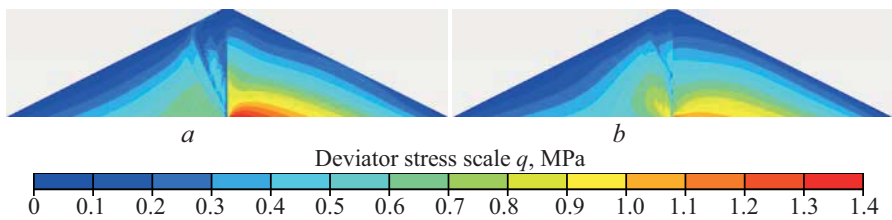


Fig. 19. Deviatoric stress in the body of a diaphragm dam after the reservoir has been filled: *a* — Model No. 1; *b* — Model No. 2

teristic only in the central region of the dam adjacent to the diaphragm (Fig. 17, *a*). In the upper bearing prism, there is a decrease in σ_y due to the buoyancy effect of water on the soil. Meanwhile, in the failure prism, a sharp decrease in compressive stresses is observed.

The formation of a collapse prism in a dam with a diaphragm is confirmed by the findings of V.V. Orekhov [4].

However, in Model No. 2, the application of hydrostatic pressure does not lead to such dangerous changes

in the stress-strain state. The maximum displacement was only 27.3 cm (Fig. 14, *b*), i.e. approximately half that of Model No. 1. The maximum displacements are observed at the crest of the dam.

With such displacements in the dam, no collapse prism forms in the upper part of the dam. In Model No. 2, a reduction in settlement in the dam is clearly visible, which is largely caused by the soil of the upper bearing prism entering a suspended state. The maximum settle-

ment was 58.5 cm (Fig. 15, *b*), i.e. 7.5 cm less than that caused by its own weight.

The significant reduction in displacements in Model No. 2 compared with Model No. 1 clearly demonstrates the influence of the unloading effect on the stress-strain state of a diaphragm dam. To determine the type of loading trajectory (active loading or unloading) of the dam embankment, we shall analyze the stress state of the dam. By comparing the average stresses p (Fig. 6 and 18) and the deviatoric stresses (Fig. 7 and 19) before and after the reservoir is filled, it can be seen that different loading trajectories are characteristic of different zones of the dam. In the upper bearing prism, there is a simultaneous decrease in both the mean stress p and the deviatoric stress; consequently, in this zone, the soil may experience either active loading or unloading. In a large part of the lower bearing prism, an increase in mean stress is observed alongside a simultaneous decrease in deviatoric stress q ; consequently, the soil is unloaded. Accordingly, in Model No. 2, a much smaller volume of the dam undergoes plastic deformation, which explains the reduction in the dam's horizontal displacements.

In addition, a calculation of the dam's structural stability with a diaphragm was carried out for a variant with a lower value of rock fill cohesion — 15 kPa. In this case, according to Model No. 1 (MCM), the dam exhausted its bearing capacity and no solution was obtained. In the calculation using Model No. 2, the horizontal displacements of the dam hardly increased, but a slip surface formed in the upstream prism, leading to the formation of a failure prism. This clearly demonstrates the significant influence of the unloading effect on the stability of a rockfill dam with a diaphragm.

However, it should be noted that the results obtained relate to the chosen method of accounting for the soil consolidation effect by using a plastic flow model for the soil, which is based on the associated flow law. Nevertheless, the associated flow law is often not confirmed

experimentally. Given that the consolidation effect has a significant influence on the results of stress-strain analysis modelling, the question of how to account for loading trajectories requires separate consideration.

CONCLUSION AND DISCUSSION

During the development of the stress-strain state of a dam, the soil may experience different loading histories. When subjected to a load from hydrostatic pressure, one part of the dam body may experience active loading with elastic-plastic deformations, whilst another may experience unloading with elastic deformations. This is particularly characteristic of dams with an internal diaphragm; in this type of dam, the soil in the upper and lower bearing prisms has different loading histories.

Taking into account the fact that part of the dam does not undergo plastic deformation when subjected to a load leads to a significant change in the results of the numerical simulation of the structural system.

The change in the results of the dam stability analysis is primarily reflected in a substantial reduction in the horizontal displacements of the dam caused by hydrostatic pressure. In the example considered, the maximum horizontal displacement of the dam with a watertight screen and the dam with a central diaphragm was reduced by approximately a factor of 2.

Taking the soil consolidation effect into account when calculating the ultimate limit state of a dam with a diaphragm leads to a significant increase in the dam's bearing capacity margin. The reduction in horizontal displacements significantly lowers the risk of loss of shear strength in the soil of the upstream abutment prism and the formation of a collapse prism within it.

The use of models that do not account for the soil hardening effect, such as the Mohr – Coulomb model, in the design of earth dams is unacceptable. It severely distorts the results of numerical modelling.

REFERENCES

1. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. A statistical review of the behaviour of concrete-face rockfill dams based on case histories. *Géotechnique*. 2018; 68(9):749-771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095
2. Park H.G., Kim Y.-S., Seo M.-W., Lim H.-D. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period. Case of Daegok Dam. *Journal of the Korean Geotechnical Society*. 2005; 21(7):91-105.
3. Soroka V.B., Sainov M.P., Korolev D.V. Concrete-faced rockfill dams: experience in study of stress-strain state. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2019; 14(2):(125):207-224. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.2.207-224. EDN YXZHQD. (rus.).
4. Orekhov V.V. Stability of earth dam with a vertical core. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2016; 1:143-149. EDN VJIGEB. (rus.).
5. Bellendir E.N., Rubin O.D., Yurjev S.V., Lisichkin S.E., Baklykov I.V. Analysis of the results of field and computational studies of the strength and stability of the stone-fill dam of the boguchanskaya hydroelectric power station, predicting its condition. *Prirodooobustroystvo*. 2024; 2:48-56. DOI: 10.26897/1997-6011-2024-2-48-56. EDN ZEJWK. (rus.).
6. Kurguzov K.V., Fomenko I.K. Constitutive mathematical soil models in geotechnical practice : Review. *Natural And Technical Sciences*. 2019; 5(131):

240-247. DOI: 10.25633/ETN.2019.05.04. EDN KGJTQF. (rus.).

7. Gao Ju., Han X., Han W., Dang F., Ren J., Xue H. et al. Research on the slip deformation characteristics and improvement measures of concrete-faced rockfill dams on dam foundations with large dip angles. *Scientific Reports*. 2024; 14(1):8665. DOI: 10.1038/s41598-024-59222-0. EDN MPULSO.

8. Chen H., Liu D. Numerical simulations of multiple cracks in concrete face rockfill dams coupled multi-factor during construction. *Case Studies in Construction Materials*. 2025; 22:e04609. DOI: 10.1016/j.cscm.2025.e04609. EDN EZGBDK.

9. Liu S., He W., Sun Yi., Shen Ch., Wang L. Analysis of the behavior of a high earth-core rockfill dam considering particle breakage. *Computers and Geotechnics*. 2023; 157:105320. DOI: 10.1016/j.compgeo.2023.105320. EDN AKTNOQ.

10. Sainov M.P., Kotov F.V. Parameters of a hardening soil model for modeling highembankment dams. *Journal of Science and Education of North-West Russia*. 2024; 10(2):56-67. EDN FJGMOI. (rus.).

11. Sukkarak R., Jongpradist P., Pramthawee P. A modified valley shape factor for the estimation of rockfill dam settlement. *Computers and Geotechnics*. 2019; 108:244-256. DOI: 10.1016/j.compgeo.2019.01.001

12. Liu S., Sun Y., Shen C., Yin Z. Practical nonlinear constitutive model for rockfill materials with application to rockfill dam. *Computers and Geotechnics*. 2020; 119:103383. DOI: 10.1016/j.compgeo.2019.103383

13. Vahdati P., Levasseur S., Mattsson H., Knutsson S. Inverse Hardening Soil Parameter Identification of an Earth and Rockfill Dam by Genetic Algorithm Optimization. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2014; 19:3327-3349.

14. Xu M., Song E., Chen J. A large triaxial investigation of the stress-path-dependent behavior of compacted rockfill. *Acta Geotechnica*. 2012; 7:167-175. DOI: 10.1007/s11440-012-0160-0. EDN DWAMYP.

15. Bhutto A.H., Zardari S., Zardari M.A., Bhurgri G.S., Memon B.A., Bhanbhro R. et al. Mohr-Coulomb and Hardening Soil Model Comparison of the Settlement

of an Embankment Dam. *Engineering, Technology & Applied Science Research*. 2019; 9(5):4654-4658. DOI: 10.48084/etasr.3034

16. Kotov F.V., Sainov M.P. Parameters of non-linear models of soil for analysis of stress-strain state of a rockfill dam. *Construction: Science and Education*. 2024; 14(3):28-56. DOI: 10.22227/2305-5502.2024.3.28-56. EDN WARIUO. (rus.).

17. Samadi-Boroujeni H., Haghshenas-Adarnabadi A., Shayannejad M., Khabbaz H. Comparison of Mohr-Coulomb and hardening soil constitutive models for simulation of settlements in the Karkheh earth dam. *Australian Geomechanics Journal*. 2023; 58(3):143-158. DOI: 10.56295/AGJ5836. EDN CZDECJ.

18. Dong W., Hu L., Yu Y.Z., Lv H. Comparison between Duncan and Chang's EB Model and the Generalized Plasticity Model in the Analysis of a High Earth-Rockfill Dam. *Journal of Applied Mathematics*. 2013; 2013:1-12. DOI: 10.1155/2013/709430

19. Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W. Evaluation of hardening soil model on numerical simulation of behaviors of high rockfill dams. *Songklanakarin Journal of Science and Technology*. 2011; 33(3).

20. Sukkarak R., Pramthawee P., Jongpradist P. A modified elasto-plastic model with double yield surfaces and considering particle breakage for the settlement analysis of high rockfill dams. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2017; 21(3):734-745. DOI: 10.1007/s12205-016-0867-9. EDN KOOEXH.

21. Jongpradist P. Deformation analysis of high CFRD considering the scaling effects. *Geomechanics and Engineering*. 2018; 14(3):211-224. DOI: 10.12989/gae.2018.14.3.211

22. Marsal R.J. Large Scale Testing of Rockfill Materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1967; 93(2):27-43. DOI: 10.1061/JSFEAQ.0000958

23. 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; 17(10). DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000977

Received February 17, 2026.

Adopted in revised form on February 19, 2026.

Approved for publication on March 14, 2026.

BIONOTES: Mikhail P. Sainov — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Power Build and Hydraulic Structures; **National Research University "Moscow Power Engineering Institute" (MPEI)**; build. 1, 14 Krasnokazarmennaya st., Moscow, 111250, Russian Federation; SPIN-code: 2369-9626, Scopus: 6506150284, ORCID: 0000-0003-1139-3164; SainovMP@mpei.ru;

Nikita S. Talalaev — postgraduate student of the Department of Hydraulics and Hydrotechnical Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1227780, Scopus: 59319522100, ResearcherID: PNG-6395-2026, ORCID: 0009-0001-9424-9661; talalaevnicita@yandex.ru.

Author contributions:

Mikhail P. Sainov — scientific supervision, research concept, data collection, methodology development, writing the original text, article design, and scientific editing.

Nikita S. Talalaev — data collection and processing, calculations, methodology development, and article design and editing.

The authors declare no conflicts of interest.