

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 627.8

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.3.3

Продолжительность консолидации грунта ядра каменно-земляной плотины

Михаил Петрович Саинов¹, Александр Анатольевич Болдин²¹ Национальный исследовательский университет «МЭИ» (НИУ «МЭИ»); г. Москва, Россия;² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. В глинистом грунте противофильтрационного ядра высокой каменно-земляной плотины всегда возникает избыточное поровое давление воды. Оно может достигать высоких значений и представлять угрозу для безопасности плотины. Современное поровое давление уменьшается, но консолидация грунта может быть длительной, продолжительность процесса консолидации можно определить аналитическими и численными методами. Предыдущие исследования авторов показали, что только численное моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) и нестационарного фильтрационного режима сооружения может адекватно воспроизвести процесс формирования и рассеивания порового давления. В этой связи интерес представляет применение численного моделирования также и для оценки длительности процесса консолидации грунта в ядре каменно-земляной плотины.

Материалы и методы. Исследование продолжительности рассеивания избыточного порового давления выполнено путем численного моделирования НДС и фильтрационного режима на примере сверхвысокой каменно-земляной плотины с центральным ядром. Расчет проводился для нескольких вариантов коэффициента фильтрации глинистого грунта ядра.

Результаты. Результаты численного моделирования показали, что поровое давление в ядре оказывает существенное влияние на НДС всей плотины, на ее перемещения и напряжения. Установлено, что при коэффициенте фильтрации более $1 \cdot 10^{-7}$ см/с консолидация грунта завершается еще в период строительства, а при коэффициенте фильтрации менее $1 \cdot 10^{-8}$ см/с консолидация продолжается десятки лет. По сравнению с простым аналитическим методом теории фильтрационной консолидации длительность процесса консолидации оказалась примерно в 2 раза короче. Это связано с тем, что численное моделирование учитывает, что движение фильтрационного потока осуществляется не только в дренаж, но и в зоны с меньшим поровым давлением.

Выводы. По результатам численного моделирования консолидация грунта ядра завершается примерно в 2 раза быстрее, чем по результатам расчета простым аналитическим методом.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: каменно-земляная плотина с ядром, поровое давление воды, консолидация грунта, напряженно-деформированное состояние, моделирование методом конечных элементов, фильтрация, коэффициент фильтрации

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Саинов М.П., Болдин А.А. Продолжительность консолидации грунта ядра каменно-земляной плотины // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 3. Ст. 3. URL: <http://ns-o-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.3.3

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

Duration of core soil consolidation of earth core rockfill dam

Mikhail P. Sainov¹, Aleksandr A. Boldin²¹ 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. Surplus water pore pressure always appears in a clayey soil of the seepage control core of a high earth core rockfill dam. It may reach high values and present threat the dam safety. With time the pore pressure decreases but the soil consolidation may be durable; duration of consolidation process can be determined by the analytical and numerical methods. Our previous studies showed that only numerical modeling of the structure stress-strain state (SSS) and unsteady regime may adequately simulate the process of pore pressure formation and dissipation. Therefore, of interest is the use of numerical modeling also for estimation of soil consolidation process duration in the core of a rockfill dam.

Materials and methods. Study of duration of surplus core pressure dissipation was conducted with the aid of numerical modeling of SSS and seepage regime on the example of an ultra-high rockfill dam with a central core. Analysis was carried out for several options of core clayey soil permeability.

Results. The results of numerical modeling showed that pore pressure in the core considerably affects the SSS of the whole dam, its displacements and stresses. It was established that at permeability exceeding $1 \cdot 10^{-7}$ cm/s the soil consolidation completes even during construction period, and at permeability less than $1 \cdot 10^{-8}$ cm/s the consolidation continues for dozens of years. As compared to a simple analytical method of the seepage consolidation theory the duration of consolidation process turned to be approximately two times as less. This is related to the fact that numerical modeling takes into account that movement of the seepage flow is realized not only into a drainage facility but also penetrates in the zones with less pore pressure.

Conclusions. By the results of numerical modeling the core soil consolidation is completed two times as fast as compared with the analysis results obtained by a simple analytical method.

KEYWORDS: earth core rockfill dam, pore water pressure, soil consolidation, stress-strain state, FEM analysis, seepage, filtration coefficient

FOR CITATION: Sainov M.P., Boldin A.A. Duration of core soil consolidation of earth core rockfill dam. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(3):3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.3.3

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

ВВЕДЕНИЕ

Избыточное поровое давление в грунте ядра каменно-земляной плотины возникает вследствие его уплотнения при восприятии внешних нагрузок (прежде всего от собственного веса). С течением времени поровое давление «рассеивается», т.е. уменьшается до уровня, соответствующего давлению фильтрационных вод, этот процесс называют *консолидацией* грунта. Наличие избыточного порового давления создает угрозу для безопасности плотины, поскольку снижает сдвиговую прочность грунта, провоцирует гидравлический разрыв ядра. Этот эффект демонстрируют расчетные исследования [1, 2], которые посвящены образованию напряженно-деформированного состояния (НДС) каменно-земляных плотин. При проектировании каменно-земляных плотин важно спрогнозировать продолжительность процесса консолидации грунта ядра, в течение которого плотина может иметь пониженный уровень безопасности.

Процессы формирования и рассеивания порового давления в ядре каменно-земляных плотин стали изучать с середины XX в., так как именно в этот период плотины данного типа начали активно применять для строительства высоконапорных гидроузлов. Такие исследования осуществлялись с помощью натурных измерений и теоретических расчетов.

В работе [3] опубликованы сведения натурных измерений порового давления в нескольких плотинах, построенных в XX в. Описаны результаты натурных наблюдений за сверхвысокой плотинной Нурекской ГЭС [4]. В публикациях [1, 5, 6] приведены результаты мониторинга порового давления в современных высоких каменно-земляных плотинах. Статья [1] посвящена изучению порового давления в плотине Masjed-e-Soleyman (высота $H = 177$ м, Иран, 2002 г.), [5] — в плотине Nuozhadu ($H = 261,5$ м, Китай, 2012 г.), [6] — в плотине Bidvaz ($H = 66$ м, Иран).

Анализ результатов натурных измерений [3] показывает, что процесс консолидации грунта ядра

в разных плотинах происходил с разной скоростью. Во многих плотинах (Aswan, Pachkamar, Charvak, Euvashan) консолидация грунта протекала быстро и поровое давление к началу периода эксплуатации было сопоставимо с гидростатическим давлением [3, 7]. Напротив, в ядре плотины Talbingo ($H = 162$ м, Австрия, 1971 г.) поровое давление достигало значительных величин и рассеивалось медленно [3]. Это связывают с тем, что ядро этой плотины выполнено из глины.

Прогноз продолжительности консолидации особенно актуален для строительства новых каменно-земляных плотин. Статистика свидетельствует, что в XXI в. построено несколько новых сверхвысоких и высоких каменно-земляных плотин. Сверхвысокими являются плотины San Roque ($H = 210$ м, Филиппины, 2003 г.), Tehri ($H = 260,5$ м, Индия, 2006 г.), Nuozhadu ($H = 261,5$ м, Китай, 2012 г.) [8, 9, 5], Changheba ($H = 240$ м, Китай, 2017 г.), их высота превышает 200 м. К высоким относятся плотины Karkheh ($H = 127$ м, Иран, 2001 г.) [10–12], Masjed-e-Soleyman ($H = 177$ м, Иран, 2002 г.) [1, 13], Qiaoqi ($H = 125,5$ м, Китай, 2006 г.) [14], Pubugou ($H = 186$ м, Китай, 2010 г.) [15], Maoergai ($H = 147$ м, Китай, 2011 г.) [14], Upper Gotvand ($H = 180$ м, Иран, 2012 г.), Madani ($H = 91$ м, Иран, 2014 г.) [16]. Результаты натурных измерений порового давления в некоторых из указанных плотин опубликованы в трудах [1, 5].

Изучение порового давления осуществляется также и расчетными методами, основанными на теории консолидации. Основоположителем теории консолидации является К. Терцаги, он первым предложил уравнения, описывающие этот процесс. В СССР А.А. Ничипоровичем и Т.И. Цыбульник [17] был разработан аналитический метод расчета консолидации грунта в ядре каменно-земляной плотины.

В настоящее время задачи консолидации решаются с помощью численного моделирования. Например, публикации [1, 5, 7, 18–21] посвящены численным исследованиям НДС и порового давления в ядрах каменно-земляных плотин. В большинстве случаев расчетные исследования показывают,

что консолидация грунта ядра завершается довольно быстро.

Точность расчетных прогнозов зависит от качества исходных данных расчета. В работе [5] рассматривается поровое давление в ядре плотины Nuozhadu, было показано, что адекватные результаты расчета обеспечиваются при значении коэффициента фильтрации $(1,5 - 5) \cdot 10^{-9}$ см/с, которое гораздо меньше измеренного в натуре. Выдвинуто предположение, что снижение проницаемости грунта связано с его уплотнением под действием нагрузок [5]. Аналогичный эффект описан также в исследовании [4] применительно к ядру Нурекской плотины.

Но этот эффект лишь одно из проявлений взаимосвязи процессов консолидации грунта и формирования НДС сооружения. По результатам исследований сделан вывод о том, что из-за взаимосвязи с напряженным и деформированным состоянием грунта процессы его консолидации носят сложный характер во времени и пространстве [5]. Этот вывод подтверждается также результатами исследований авторов [22, 23]. Было показано, что характер деформирования сооружения под нагрузкой имеет определяющее значение для величины порового давления в ядре, расчеты продемонстрировали, что благодаря деформациям расширения большая часть избыточного порового давления успевает рассеяться еще до наполнения водохранилища. Только численное моделирование дает возможность учесть влияние характера деформирования сооружения на формирование порового давления.

Однако в предыдущих работах авторов настоящего исследования рассматривался только этап строительства плотины, когда под действием внешних нагрузок происходит формирование порового давления в ядре, а этап эксплуатации, на котором осуществляется рассеивание порового давления, не рассматривался.

В этой связи интересно с помощью численного моделирования изучить и процесс консолидации грунта, а также сравнить прогноз продолжительности консолидации по результатам расчета аналитическим и численным методами.

В аналитическом методе, основанном на теории фильтрационной консолидации, учитывается, что рассеивание порового давления происходит

только за счет оттока жидкости (фильтрации). Из решения задачи о консолидации слоя маловодопроницаемого грунта, полученного К. Терцаги, можно получить формулу для выявления продолжительности консолидации. Это время, которое необходимо для снижения порового давления от максимального p_1 до давления фильтрационных вод p_2 . Для точки, расположенной на максимальном удалении от дренажа (посередине слоя), получается следующая приближенная формула для определения продолжительности Δt консолидации:

$$\Delta t = \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{\rho \cdot g}{K \cdot k_{\phi}} \cdot h^2 \cdot \ln \left(\frac{p_1}{p_2} \right), \quad (1)$$

где ρ — плотность воды; K — модуль объемных деформаций грунта; k_{ϕ} — коэффициент фильтрации; h — длина пути фильтрации (полутолщина слоя); p_1, p_2 — поровое давление соответственно в начале и конце интервала времени.

Эта приближенная формула выражает влияние основных факторов на длительность консолидации и удобна для понимания. Как видно из формулы, более длительная консолидация характерна для высоких каменно-земляных плотин, в которых ширина ядра $2h$ большая, а начальное поровое давление может достигать больших значений. Из формулы очевидно, что в разных зонах ядра продолжительность фильтрации будет различаться, в верхней части она будет завершаться быстрее, чем в нижней. Однако определяющее значение на срок консолидации имеет водопроницаемость грунта — он обратно пропорционален коэффициенту фильтрации.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Оценка продолжительности консолидации грунта ядра выполнена также путем численного моделирования. Процессы формирования и рассеивания порового давления моделировались совместно с процессами формирования НДС и фильтрационного режима плотины.

Расчет был проведен на примере сверхвысокой каменно-земляной плотины с центральным ядром средней ширины. Этим характеристикам отвечает конструкция плотины Нурекской ГЭС. Высота плотины составляет 300 м. Максимальный напор, ко-

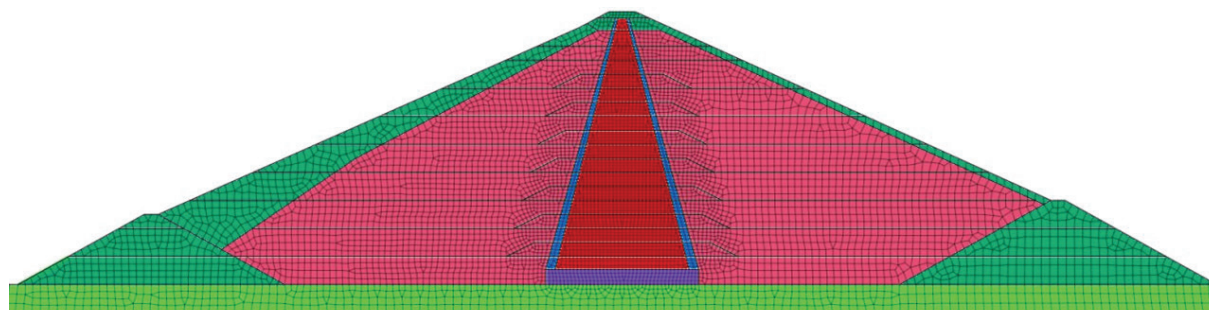


Рис. 1. Конечно-элементная модель расчетного сечения плотины

Табл. 1. Расчетные физико-механические характеристики грунтов

Материал	Плотность в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	Плотность в водонасыщенном состоянии ρ_{sat} , т/м ³	Модуль линейной деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона ν
Супесь	2,10	2,28	40	0,32
Грунты переходных зон	2,10	2,20	55	0,3
Гравийно-галечниковый грунт упорных призм	2,16	2,35	150	0,27
Горная масса	1,96	2,22	150	0,27

торый воспринимает ядро, — 263,5 м, ширина ядра понизу — 143,5 м.

Расчет производился методом конечных элементов с помощью вычислительного программного комплекса MIDAS.

Использованная для расчетов конечно-элементная модель сечения плотины насчитывает 6975 узлов и 6906 конечных элементов (рис. 1).

Расчеты выполнялись с учетом последовательности возведения плотины и наполнения водохранилища. Принималось, что сооружение возводится в течение 9 лет, а наполнение водохранилища осуществляется параллельно с отсыпкой грунта.

При расчете рассматривались нагрузки от собственного веса грунта, а действие водной среды

учитывалось только в форме порового давления и создаваемых им фильтрационных сил.

При моделировании поведения грунтов использовалась модель Кулона – Мора, предусматривающая линейное деформирование грунта. Физико-механические свойства грунтов, принятые в расчете, приведены в табл. 1.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Расчеты выполнялись для нескольких вариантов проницаемости грунта ядра. Коэффициент фильтрации принимался равным: в варианте № 1 — 1×10^{-6} см/с, в варианте № 2 — $1 \cdot 10^{-7}$ см/с, в варианте № 3 — $1 \cdot 10^{-8}$ см/с, в варианте № 4 — $5 \cdot 10^{-9}$ см/с.

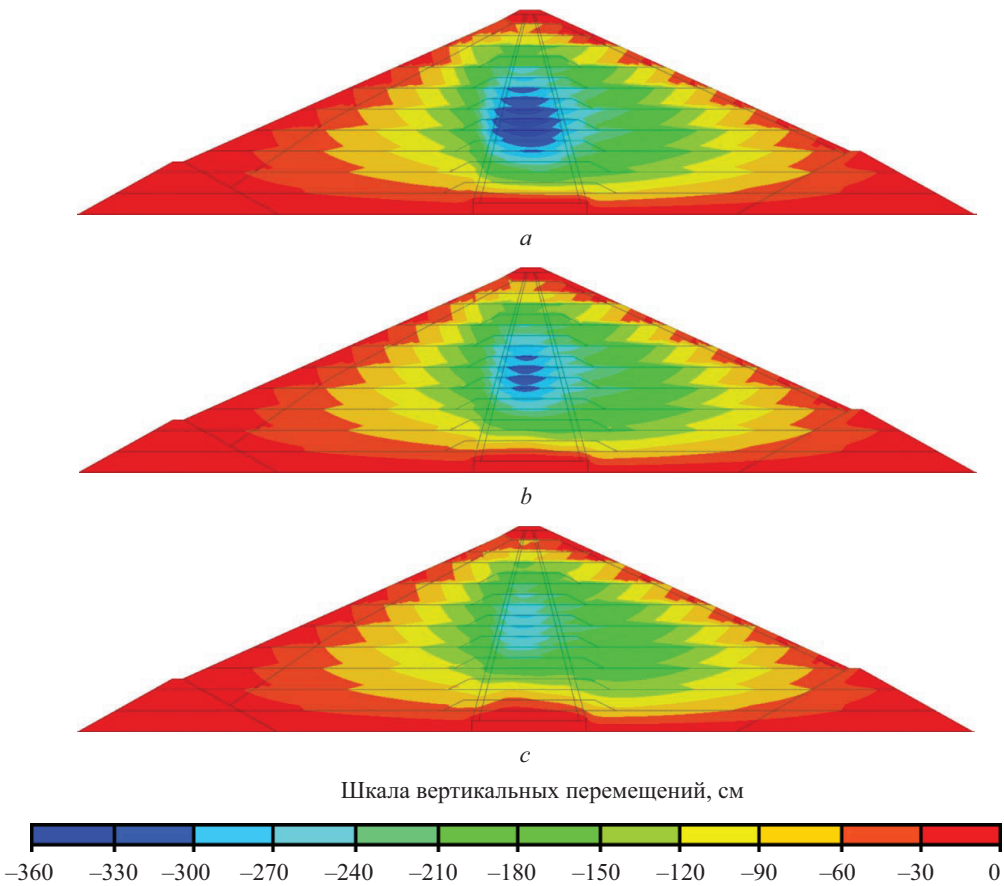


Рис. 2. Осадки плотины на момент окончания строительства для различных вариантов проницаемости грунтов: а — вариант № 1; б — вариант № 2; с — вариант № 3

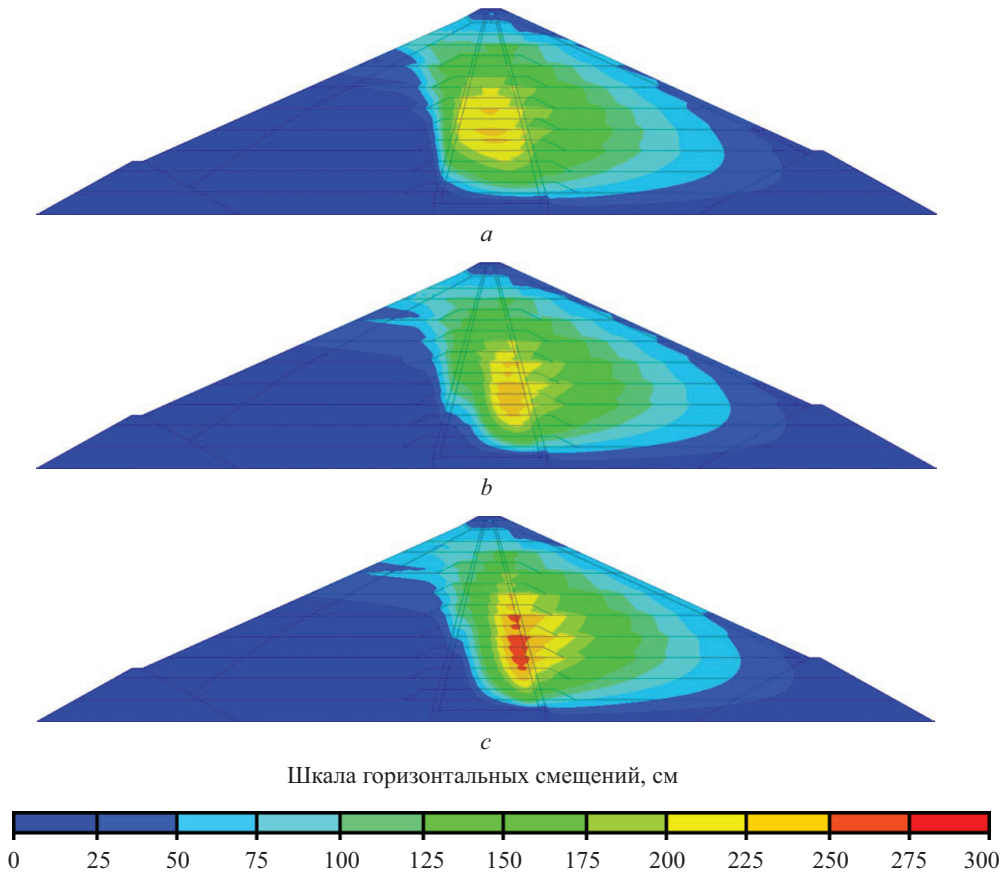


Рис. 3. Горизонтальные смещения плотины на момент окончания строительства для различных вариантов проницаемости грунтов: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2; *c* — вариант № 3

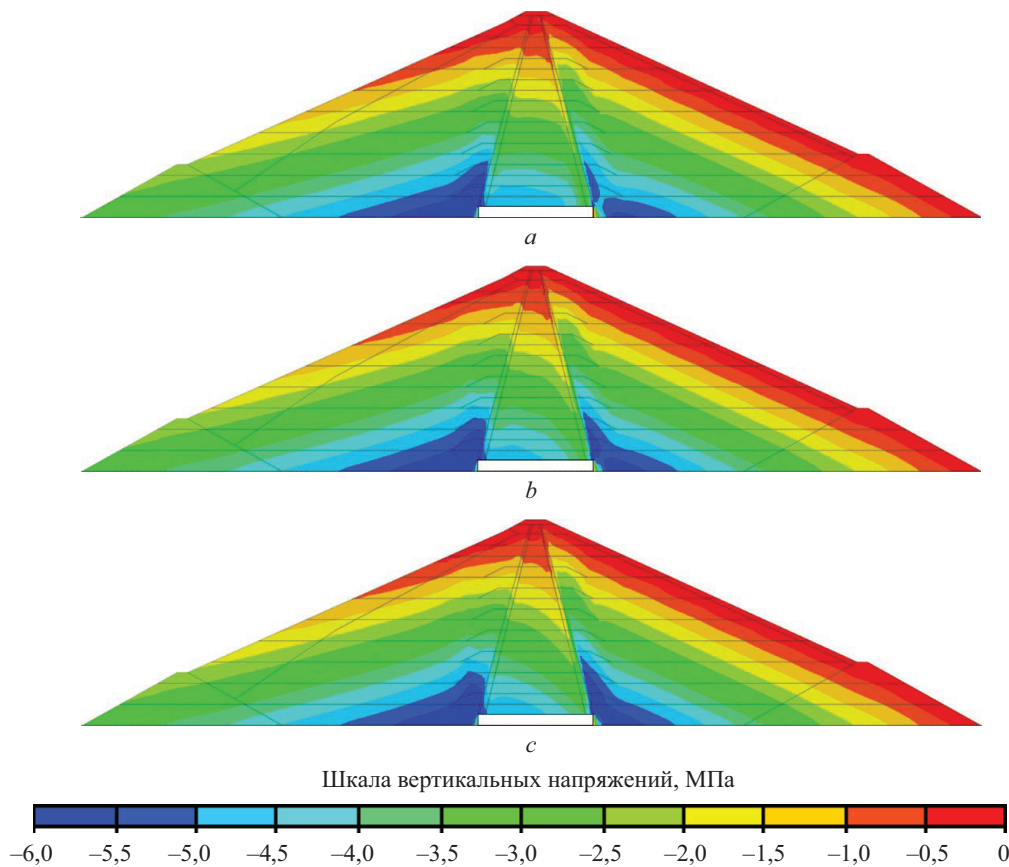


Рис. 4. Вертикальные totalные напряжения в плотине на момент окончания строительства для различных вариантов проницаемости грунтов: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2; *c* — вариант № 3

Напряженно-деформированное состояние на момент окончания строительства

Для каждого из вариантов были определены и проанализированы перемещения, напряжения, поровое давление в плотине. Они показаны на рис. 2–8. Перемещения приведены с учетом последовательности возведения и нагружения сооружения, они представляют собой сумму перемещений, полученных сооружением на каждом из этапов возведения/нагружения. Напряжения анализировались как эффективные (только для твердого скелета грунта), так и тотальные (суммарные по твердой и жидкой фазам грунта).

НДС плотины во всех вариантах схож и на момент завершения строительства имеет следующие общие характерные признаки:

- строительные осадки U_y плотины достигают максимума в центральной части ядра и составляют около 1 % от ее высоты (рис. 2);
- горизонтальные смещения U_x плотины направлены в сторону нижнего бьефа и достигают максимума в ядре, в то время как большой объем верховой упорной призмы имеет смещения, близкие к 0 (рис. 3);
- в распределении тотальных вертикальных напряжений σ_y проявляется арочный эффект (т.е. эффект «зависания» ядра на упорных призмах) — в ядре наблюдается дефицит сжимающих напряжений,

в то время как в упорных призмах возникают зоны концентрации сжимающих напряжений (рис. 4);

- для распределения тотальных горизонтальных напряжений σ_x характерен меньший уровень сжатия в низовой упорной призме по сравнению с ядром (рис. 5). На границе между ядром и верховой упорной призмой отсутствует скачок в величинах горизонтальных напряжений, так как ядро считается проницаемым и давление верхнего бьефа действует в форме распределенных по объему фильтрационных сил, а не в форме гидростатического давления на грань ядра;

- эффективные напряжения в ядре (рис. 6, 7) существенно меньше тотальных (рис. 4, 5) из-за высоких величин порового давления в ядре (рис. 8).

Однако НДС плотины в рассмотренных вариантах имеет и существенные различия. Они вызваны различиями в условиях формирования и величинах порового давления в ядре.

В варианте № 1, в котором грунт ядра обладает высокой проницаемостью ($k_{\phi} = 1 \cdot 10^{-6}$ см/с), консолидация грунта завершается уже к началу периода эксплуатации. На рис. 8, а видно, что на момент начала периода эксплуатации в ядре не наблюдается избыточного порового давления — поровое давление соответствует установившемуся фильтрационному режиму. Максимальное поровое давление 2,6 МПа отмечается в левом нижнем углу (рис. 8, а)

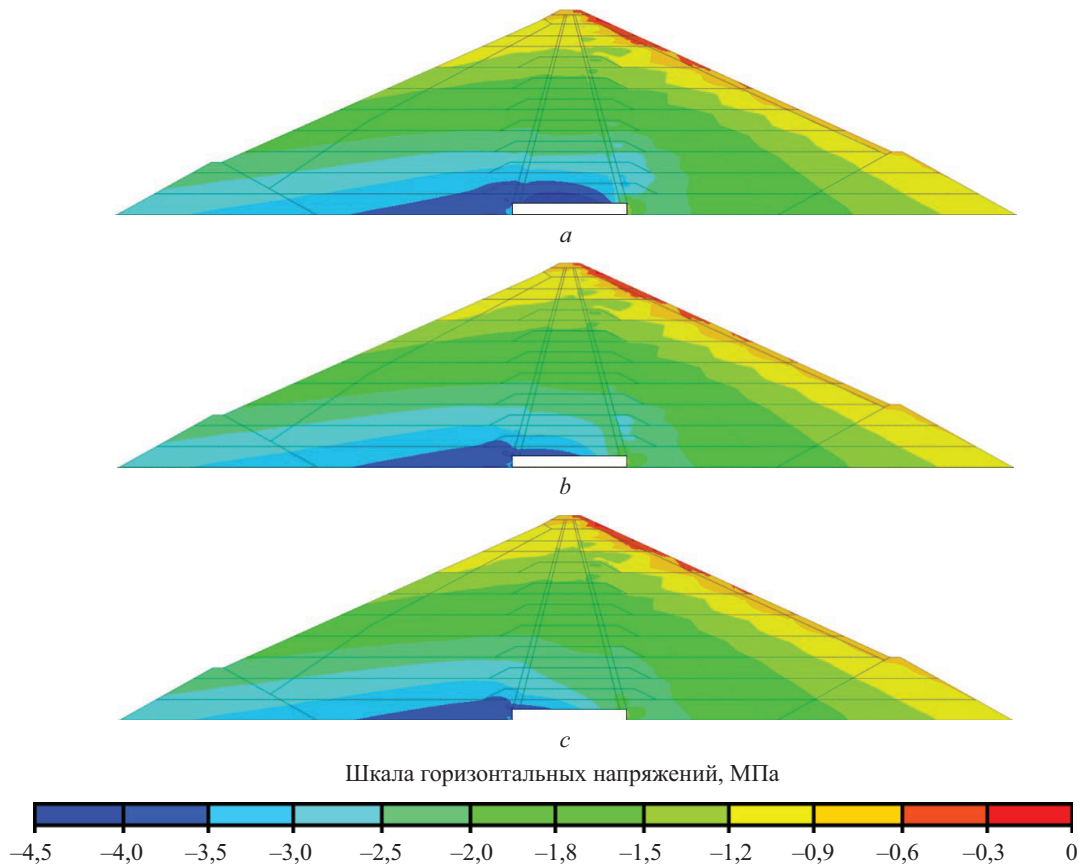


Рис. 5. Горизонтальные тотальные напряжения в плотине на момент окончания строительства для различных вариантов проницаемости грунтов: а — вариант № 1; б — вариант № 2; с — вариант № 3

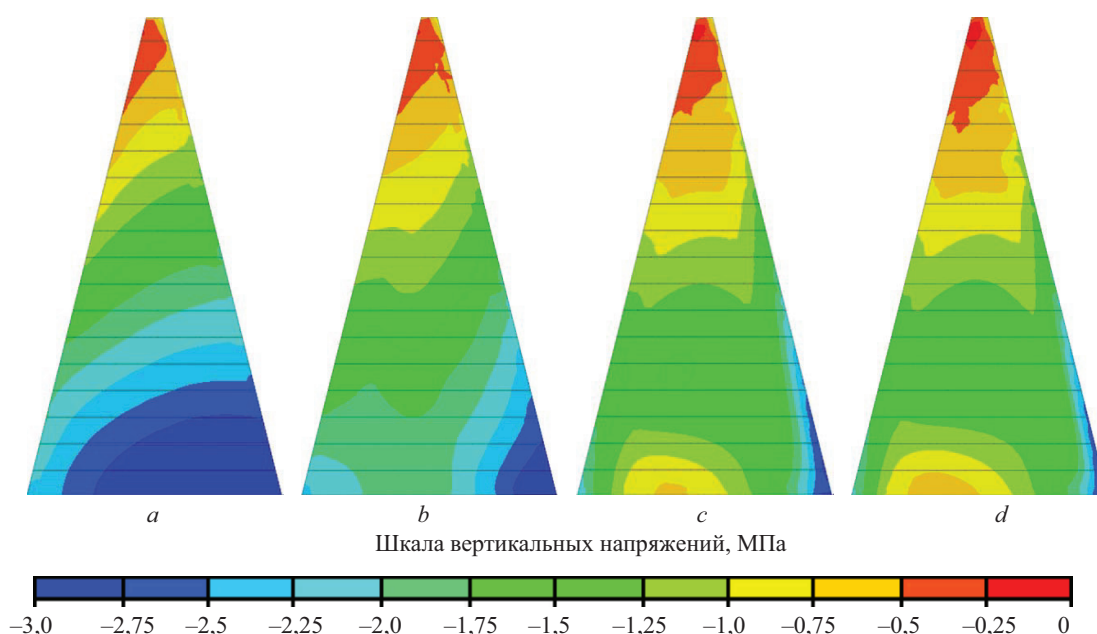


Рис. 6. Вертикальные эффективные напряжения в ядре плотины на момент окончания строительства для различных вариантов проницаемости грунтов: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2; *c* — вариант № 3; *d* — вариант № 4

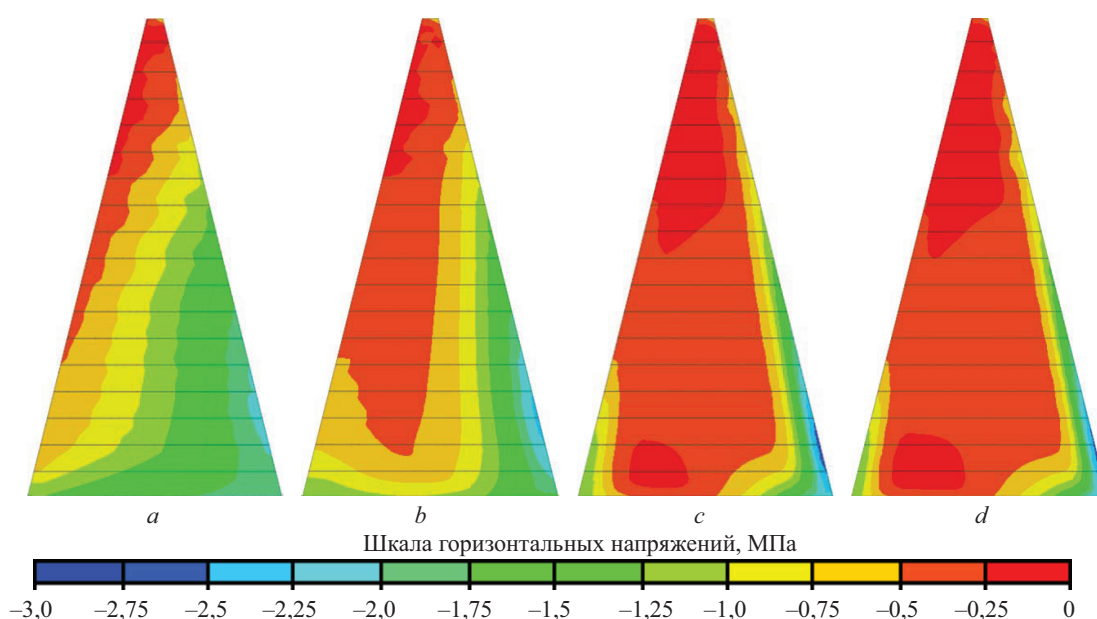


Рис. 7. Горизонтальные эффективные напряжения в ядре плотины на момент окончания строительства для различных вариантов проницаемости грунтов: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2; *c* — вариант № 3; *d* — вариант № 4

и оно уменьшается в направлении снизу вверх и от верховой грани к низовой.

Благодаря низкому поровому давлению ядро находится в благоприятном напряженном состоянии. Эффективные напряжения (напряжения в скелете) в ядре везде сжимающие, причем в большей части ядра они довольно велики и превышают 0,5 МПа. Эффективные напряжения σ_y в вертикальном направлении много больше, чем в горизонтальном. Вертикальные напряжения σ_y достигают 3 МПа (рис. 7, *a*), а горизонтальные — не превышают 2 МПа (рис. 8, *a*).

Тотальные напряжения σ_y в ядре не превышают 5,0 МПа (рис. 4, *a*).

По расчету максимальная строительная осадка ядра в варианте № 1 составила 360 см (рис. 2, *a*), а максимальное смещение — 234 см (рис. 3, *a*). Зона максимальных по величине смещений располагается в центре ядра.

Для других вариантов № 2–4 с меньшей проницаемостью грунта ядра характерно возникновение в ядре избыточного порового давления. Оно вносит значительные коррективы в НДС ядра и всей пло-

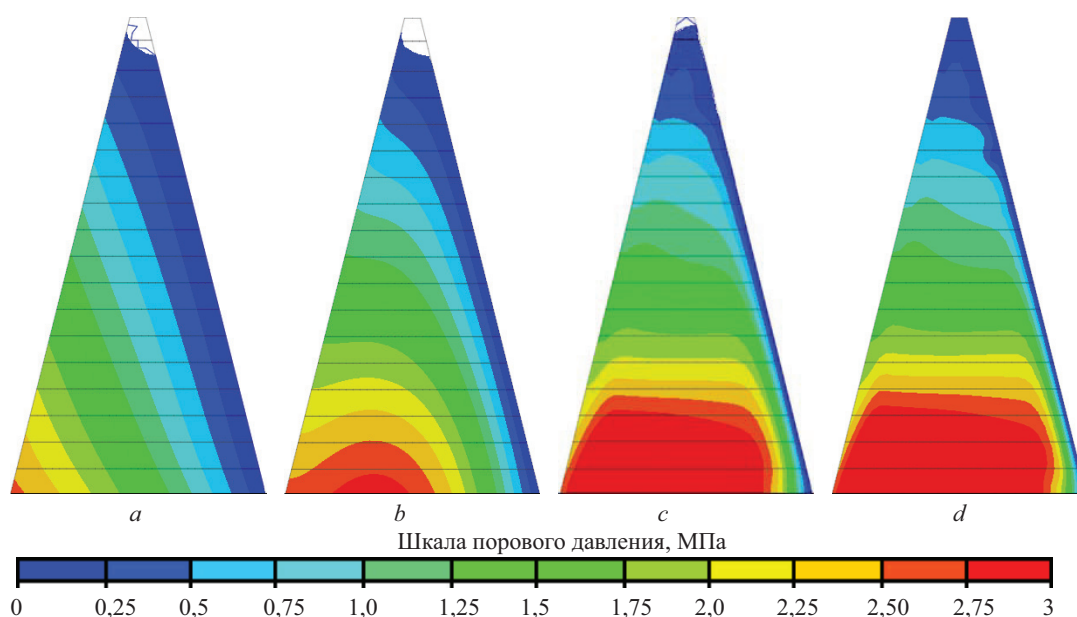


Рис. 8. Поровое давление в ядре плотины на момент окончания строительства для различных вариантов проницаемости грунтов: *a* — вариант № 1; *b* — вариант № 2; *c* — вариант № 3; *d* — вариант № 4

тины. Влияние избыточного порового давления выражается в следующем:

- чем меньше коэффициент фильтрации грунта ядра, тем выше поровое давление и меньше сжимающие эффективные напряжения в ядре;
- чем меньше коэффициент фильтрации грунта ядра, тем меньше смещения и осадки плотины на момент окончания строительства.

В варианте № 2 ($k_{\phi} = 1 \cdot 10^{-7}$ см/с) избыточное поровое давление в ядре невелико по сравнению с фильтрационным. На момент окончания строительства максимальное значение порового давления составило 2,87 МПа (рис. 9, *b*), т.е. на 10 % выше, чем в варианте № 1. Распределение эффективных напряжений в варианте № 2 близко к тому, которое характерно для варианта № 1. Однако на рис. 6, *b*; 7, *b* заметно существенное снижение сжимающих напряжений σ_x и σ_y в ядре.

Деформации плотины в варианте № 2 отличаются от деформаций в варианте № 1. Строительные осадки U_y плотины несколько меньше, чем в варианте № 1. Максимальная осадка плотины в варианте № 2 составляет 3,28 м (рис. 2, *b*), что на 9 % меньше, чем в варианте № 1. Напротив, горизонтальные смещения U_x плотины в варианте № 2 больше, чем в варианте № 1 (рис. 3, *b*). Максимальное смещение в варианте № 2 составило 2,48 м, т.е. на 6 % выше, чем в варианте № 1. Зона максимальных по величине смещений располагается в нижней части ядра.

В вариантах с малой проницаемостью грунта ядра (вариант № 3, $k_{\phi} = 1 \cdot 10^{-8}$ см/с и № 4 $k_{\phi} = 5 \times 10^{-9}$ см/с) НДС плотины очень сильно отличается от НДС плотины в варианте № 1.

В этих вариантах избыточное поровое давление много больше, чем фильтрационное. Особенно вы-

соким поровое давление является в нижней части ядра. В варианте № 3 поровое давление достигает 4,2 МПа (рис. 9, *c*), а в варианте № 4 — 4,3 МПа (рис. 9, *d*). Практически вся вертикальная нагрузка воспринимается поровым давлением.

Из-за медленной консолидации грунт ядра обладает меньшей сжимаемостью и большей деформируемостью при изменении формы (при сдвиге). Из-за меньшей сжимаемости осадки плотины существенно меньше, чем в варианте № 1. Максимальная осадка в варианте № 3 составила 2,79 м (рис. 2, *c*), а в варианте № 4 — 2,72 м. Она примерно на 22 % меньше осадки в варианте № 1. Вследствие большей склонности к деформациям формоизменения плотина приобретает большие смещения. Максимальное смещение в варианте № 3 составило 2,76 м (рис. 3, *c*), а в варианте № 4 — 2,83 м. Оно примерно на 20 % больше, чем в варианте № 1.

Изменение характера деформаций влечет за собой и изменение в распределении напряжений. Для варианта № 3 характерен пониженный уровень сжатия в ядре по totalным и эффективным напряжениям. По totalным напряжениям это снижение заметно мало (рис. 4, *c*; 5, *c*), а по эффективным напряжениям — очень велико.

Для вариантов № 3 и 4 характерно наличие в ядре большой зоны относительно низких (менее 0,5 МПа) сжимающих напряжений σ_x (рис. 6, *c*, *d*). В верхней и нижней части ядра имеются зоны со сжимающими напряжениями менее 0,25 МПа. По вертикальным напряжениям σ_y в нижней части ядра также существует зона пониженных сжимающих напряжений (рис. 7, *c*, *d*). Такое напряженное состояние ядра является неблагоприятным и несет в себе опасность образования нарушений сплошности в ядре.

Консолидация грунта ядра и изменения напряженно-деформированного состояния плотины во времени

С целью установления продолжительности процесса консолидации грунта был выполнен расчет изменения НДС плотины для интервала времени 100 лет. Результаты этого расчета для вариантов № 1–4 представлены на рис. 9–12. На рис. 9 для ряда моментов времени показано распределение порового давления в ядре, на рис. 10, 11 — распределение эффективных напряжений. На рис. 12 приведен график изменения максимального значения порового давления во времени.

В варианте № 1 никаких изменений НДС в эксплуатационный период не происходит, так как консолидация грунта завершилась еще в период строительства.

Из рис. 9–12 хорошо видно, что с течением времени происходят постепенное рассеивание порового давления (рис. 9) и рост сжимающих эффективных напряжений (рис. 10, 11). Однако этот процесс имеет разную продолжительность в зависимости от проницаемости грунта ядра. В варианте № 2 он занимает несколько лет и затем поровое давление становится соответствующим фильтрационному (рис. 9, *b*). В вариантах № 3 и 4 даже через 30 лет эксплуатации поровое давление изменяется мало (рис. 10, *b*, *e*), а в нижней части ядра оно остается высоким даже через 100 лет (рис. 10, *c*, *f*). Соответственно, в этих вариантах длительное время сохраняется опасность развития нарушений сплошности ядра.

Изменение НДС ядра сопровождается дополнительными перемещениями плотины. Осадки пло-

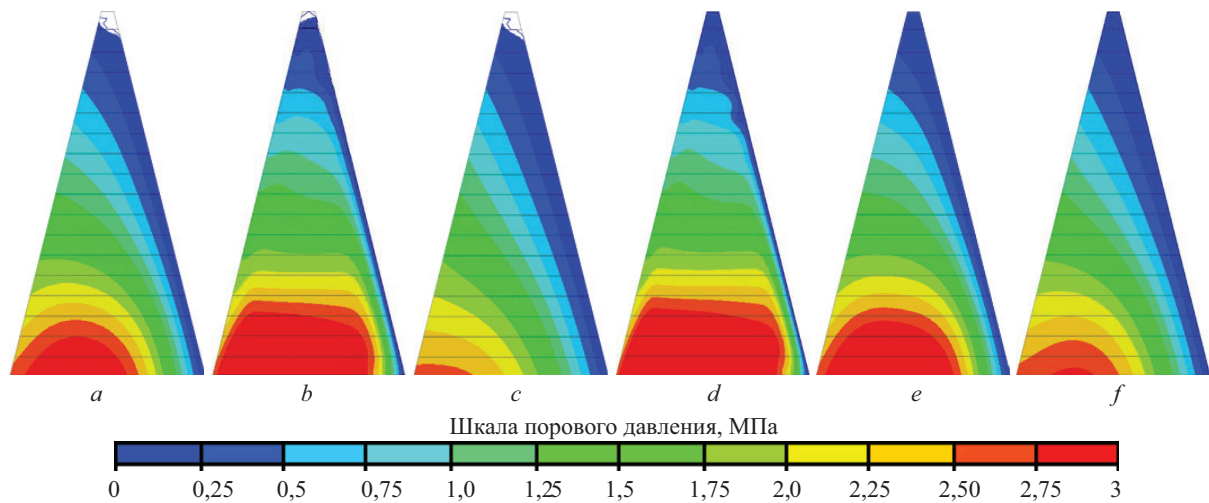


Рис. 9. Изменение во времени порового давления в ядре для двух вариантов проницаемости грунта: *a*, *b*, *c* — вариант № 3 (при коэффициенте фильтрации $1 \cdot 10^{-8}$ см/с); *d*, *e*, *f* — вариант № 4 (при коэффициенте фильтрации $5 \cdot 10^{-9}$ см/с); *a*, *d* — в начале периода эксплуатации ($t = 0$); *b*, *e* — через 30 лет эксплуатации; *c*, *f* — через 100 лет эксплуатации

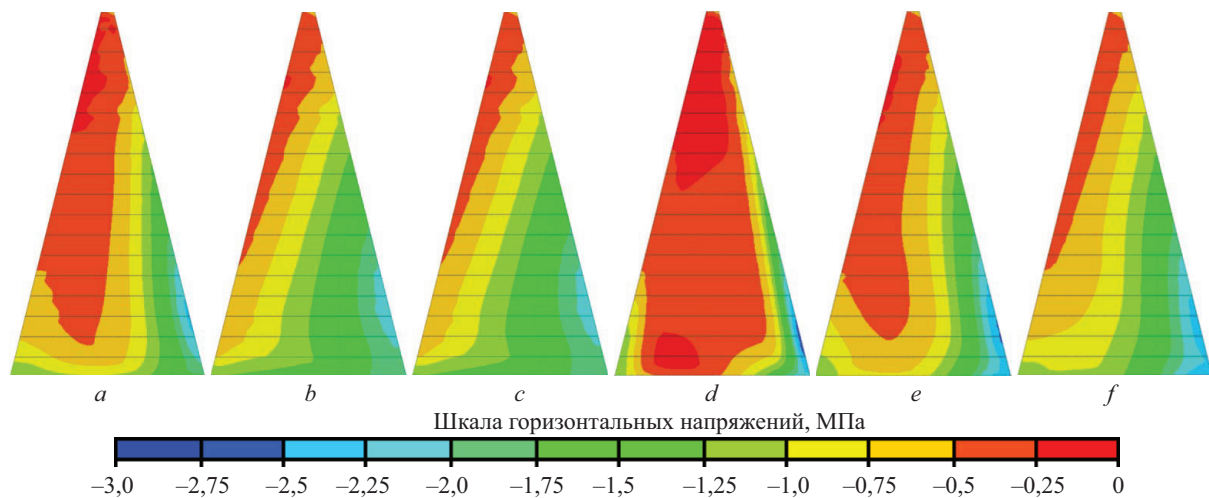


Рис. 10. Изменение во времени горизонтальных эффективных напряжений в ядре для двух вариантов проницаемости грунта: *a*, *b*, *c* — вариант № 3 (при коэффициенте фильтрации $1 \cdot 10^{-8}$ см/с); *d*, *e*, *f* — вариант № 4 (при коэффициенте фильтрации $5 \cdot 10^{-9}$ см/с); *a*, *d* — в начале периода эксплуатации ($t = 0$); *b*, *e* — через 30 лет эксплуатации; *c*, *f* — через 100 лет эксплуатации

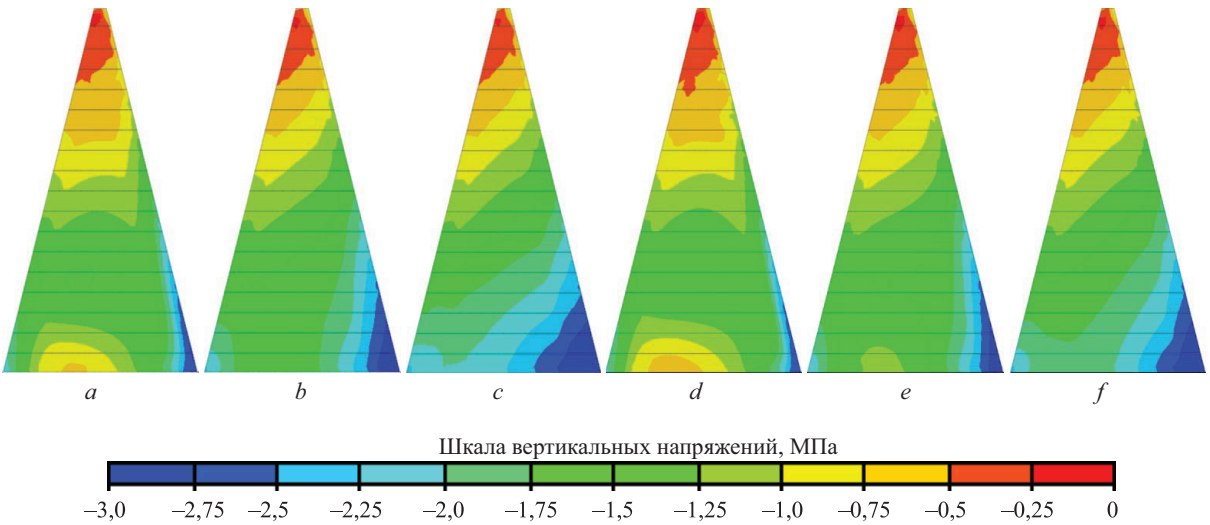


Рис. 11. Изменение во времени вертикальных эффективных напряжений в ядре для двух вариантов проницаемости грунта: *a, b, c* — вариант № 3 (при коэффициенте фильтрации $1 \cdot 10^{-8}$ см/с); *d, e, f* — вариант № 4 (при коэффициенте фильтрации $5 \cdot 10^{-9}$ см/с); *a, d* — в начале периода эксплуатации ($t = 0$); *b, e* — через 30 лет эксплуатации; *c, f* — через 100 лет эксплуатации

Табл. 2. Изменение с течением времени максимальных перемещений плотины

Номер варианта	Коэффициент фильтрации, см/с	Максимальная осадка, м		Максимальное смещение, м	
		0 лет	100 лет	0 лет	100 лет
1	$1 \cdot 10^{-6}$	3,6	3,61	2,34	2,37
2	$1 \cdot 10^{-7}$	3,28	3,69	2,48	2,49
3	$1 \cdot 10^{-8}$	2,79	3,44	2,76	2,60
4	$5 \cdot 10^{-9}$	2,72	3,23	2,83	2,66

тины увеличиваются, они стремятся к тем величинам, которые характерны для варианта № 1 (табл. 2). Осадка плотины в варианте № 2 через 100 лет примерно соответствует осадке плотины в варианте № 1. В вариантах № 3 и 4 максимальные осадки увеличиваются примерно на 20 % по сравнению с первоначальными, но не успевают достигнуть значений, характерных для варианта № 1.

Горизонтальные смещения в варианте № 2 за 100 лет практически не изменяются (табл. 2).

В вариантах № 3 и 4, напротив, в течение эксплуатационного периода происходит небольшое уменьшение (примерно на 5 %) максимальных значений горизонтальных смещений.

Из рис. 12 становится ясной продолжительность процесса консолидации по результатам численного моделирования. В варианте № 2 консолидация завершается примерно в течение 5 лет, в варианте № 3 она длится около 80 лет, а в варианте № 4 не завершается и через 100 лет.

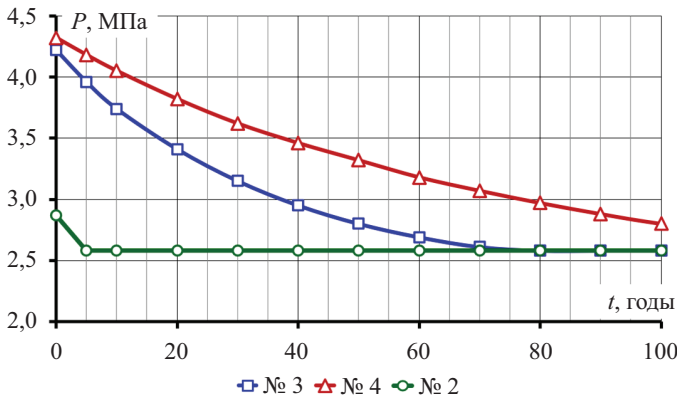


Рис. 12. Изменение во времени максимальной величины порового давления для разных вариантов проницаемости грунта ядра

Табл. 3. Результаты расчета длительности консолидации аналитическим методом

Номер варианта	Коэффициент фильтрации, см/с	Длительность консолидации при начальном давлении	
		2,5 МПа	4,5 МПа
1	$1 \cdot 10^{-6}$	1,0	1,9
2	$1 \cdot 10^{-7}$	9,7	19,5
3	$1 \cdot 10^{-8}$	96,7	195
4	$5 \cdot 10^{-9}$	193	390

Табл. 4. Сравнение расчета длительности консолидации по аналитическому и численному методам

Номер варианта	Коэффициент фильтрации, см/с	Расчет длительности консолидации аналитическим методом			Длительность консолидации по результатам численного моделирования, годы
		p_2 , МПа	p_1 , МПа	t , годы	
1	$1 \cdot 10^{-6}$	2,6	2,6	374	150
2	$1 \cdot 10^{-7}$	2,87	1,4	183	80
3	$1 \cdot 10^{-8}$	4,2	1,4	12	3
4	$5 \cdot 10^{-9}$	4,3	1,4	0,0	0

В этой связи интересно сравнить результаты численного моделирования с результатами расчета аналитическим методом.

Расчет продолжительности процесса консолидации аналитическим методом

Расчет простым аналитическим методом заключался в использовании формулы (1), полученной по теории К. Терцаги. Он выполнялся для нижнего сечения ядра, для которого полуширина составляет примерно $h = 70$ м. Модуль объемной деформации грунта принимался равным $K = 37$ МПа, что соответствует заданным значениям модуля линейной деформации и коэффициента Пуассона.

В табл. 3 приведена полученная расчетом длительность рассеивания порового давления для нескольких вариантов сочетания водопроницаемости грунта ядра и начального порового давления p_1 . В качестве конечного значения порового давления, до которого оно снижается, принималось $p_2 = 1,4$ МПа. Это максимальное значение фильтрационного давления, которое наблюдается в зоне максимума избыточного порового давления.

В табл. 4 представлено сравнение длительности рассеивания порового давления, полученной с помощью аналитического и численного методов. Исходные данные для аналитического расчета (на-

чальное и конечное поровое давление) были приняты из результатов численного моделирования НДС плотины. Из сравнения следует, что по результатам численного моделирования рассеивание порового давления происходит несколько быстрее, чем по расчету аналитическим методом.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

По результатам численного моделирования процесс консолидации грунта в ядре каменно-земляной плотины завершается примерно в 2 раза быстрее, чем это предсказывает элементарный аналитический метод, основанный на теории фильтрационной консолидации. Это объясняется тем, что в аналитическом методе принято упрощающее допущение, что консолидация достигается только за счет фильтрации воды в направлении к дренажу. В реальности движение воды происходит более сложным образом, а консолидация протекает неравномерно по объему ядра. В верхней части ядра, в которой поровое давление изначально ниже, а ширина ядра меньше, консолидация завершается быстрее. Поэтому в нижней части ядра фильтрационный поток имеет возможность двигаться не только в дренаж, но и в зоны с низким поровым давлением.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Akhtarpour A., Salari M. The deformation mechanism of a high rockfill dam during the construction and first impounding // Scientia Iranica. 2020. Vol. 27. Issue 2. Pp. 566–587. DOI: 10.24200/sci.2018.20778
2. Sainov M.P. Assessment of crack resistance of ultra-high earth core rockfill dam by pore pressure // Magazine of Civil Engineering. 2022. No. 6 (114). DOI: 10.34910/MCE.114.11. EDN BACLUE.

3. Rasskazov L.N., Yadgorov E.Kh., Nikolaev V.B. Field Observations of Soil Settlements, Displacements, and Pore Pressure in Dams // Power Technology and Engineering. 2018. Vol. 51. Issue 6. Pp. 611–620. DOI: 10.1007/s10749-018-0881-9
4. Rasskazov L.N., Yadgorov E.Kh., Burenkov P.M. Pore Pressure Dissipation in the Core of the Nurkek Dam // Power Technology and Engineering.

2016. Vol. 50. Issue 1. Pp. 54–59. DOI: 10.1007/s10749-016-0658-y

5. Wu Y., Zhang B., Yu Y., Zhang Z. Consolidation analysis of Nuozhadu high earth-rockfill dam based on the coupling of seepage and stress-deformation physical state // *International Journal of Geomechanics*. 2016. Vol. 16. Issue 3. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000555

6. Salari M., Akhtarpour A., Ekramifard A. Hydraulic fracturing: a main cause of initiating internal erosion in a high earth-rock fill dam // *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2018. Vol. 15. Issue 2. Pp. 207–219. DOI: 10.1080/19386362.2018.1500122

7. Komasi M., Beiranvand B. Study of Hydraulic Failure Mechanism in the Core of Eyvashan Earth Dam with the Effect of Pore Water Pressure and Arching // *Journal of Stress Analysis*. 2020. Vol. 4. Issue 2. Pp. 55–67. DOI: 10.22084/jrstan.2020.20022.1110

8. Ma H., Chi F. Major Technologies for Safe Construction of High Earth-Rockfill Dams // *Engineering*. 2016. Vol. 2. Issue 4. Pp. 498–509. DOI: 10.1016/J.ENG.2016.04.001

9. Lv X., Chi S. Strain Analysis of the Nuozhadu High Rockfill Dam during Initial Impoundment // *Mathematical Problems in Engineering*. 2018. Pp. 1–12. DOI: 10.1155/2018/7291473

10. Hosseini S.M.M.M., Fard R.A. Pore pressure development in the core of earth dams during simultaneous construction and impounding // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2003. Vol. 8.

11. Razavi B., Parehkar M., Gholami A. Investigation on Pore Water Pressure in Core of Karkheh Dam // *International Journal of Civil and Environmental Engineering*. 2011. Vol. 5. Issue 11. Pp. 539–542. DOI: 10.5281/zenodo.1335522

12. Balanji S.G., Davoudi S., Merufinia E. Investigation the Effects of Pore Water Pressure and Arching on Karkheh Earth Dam Considering the Instrumentation Results // *Advances in Environmental Biology*. 2014. Vol. 8. Issue 12. Pp. 1345–1353.

13. Emadali L., Motagh M., Haghighi M.H. Characterizing post-construction settlement of the Masjed-Soleyman embankment dam, Southwest Iran, using TerraSAR-X SpotLight radar imagery // *Engineering Structures*. 2017. Vol. 143. Pp. 261–273. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.04.009

14. Feng R., He Y.L., Cao X.X. Different deformation patterns in high core wall rockfill dams: A case

study of the Maoergai and Qiaopi dams // *Advances in Civil Engineering*. 2019. Vol. 2019. Issue 1. DOI: 10.1155/2019/7069375

15. Guo Q., Pei L., Zhou Z., Chen J., Yao F. Response surface and genetic method of deformation back analysis for high core rockfill dams // *Computers and Geotechnics*. 2016. Vol. 74. Pp. 132–140. DOI: 10.1016/j.compgeo.2016.01.001

16. Farajniya R., Poursorkhabi R.V., Zarean A., Dabiri R. Analysis and monitoring of the behavior of a rock fill dam ten years after construction: a case study of the Iran-Madani Dam // *Geoenvironmental Disasters*. 2024. Vol. 11. Issue 1. DOI: 10.1186/s40677-024-00295-4

17. Ничипорович А.А., Цыбульник Т.И. Одномерная задача консолидации глинистого грунта при напряженном состоянии, соответствующем случаю плоской деформации // *Труды ВОДГЕО, Гидротехника*. 1972. № 34.

18. Rashidi M., Heidar M., Azizyan Gh. Numerical Analysis and Monitoring of an Embankment Dam During Construction and First Impounding (Case Study: Siah Sang Dam) // *Scientia Iranica*. 2018. Vol. 25. Issue 2. Pp. 505–516. DOI: 10.24200/sci.2017.4181

19. Sari U.C., Wardani S.P.R., Partono W. Influence of pore water pressure to seepage and stability of embankment dam (case study of Sermo Dam Yogyakarta, Indonesia) // *MATEC Web of Conferences*. 2017. Vol. 101. P. 05007. DOI: 10.1051/mateconf/201710105007

20. Soroush A., Pourakbar M., Nabizadeh A. 3D numerical analyses of behavior of a high rockfill dam with clay core in narrow canyon // *16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2019.

21. Ramsheh F.A., Rashidell A., Dias D. FDM analysis of earth dams — end of construction and water seepage (case study: Ivshan Iran dam) // *Journal of Physics: Conference Series*. 2021. Vol. 1973. Issue 1. P. 012201. DOI: 10.1088/1742-6596/1973/1/012201

22. Саинов М.П., Болдин А.А. Формирование порового давления в ядре каменно-земляной плотины от собственного веса // *Гидротехника*. 2024. № 2 (75). С. 10–14. EDN WEKFRK.

23. Саинов М.П., Болдин А.А. Оценка методик расчета порового давления в ядре каменно-земляной плотины // *Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева*. 2024. Т. 312. С. 115–126. EDN RKTLYG.

Поступила в редакцию 10 декабря 2024 г.

Принята в доработанном виде 15 декабря 2024 г.

Одобрена для публикации 26 декабря 2024 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;

Александр Анатольевич Болдин — аспирант; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; SPIN-код: 2445-9890, ORCID: 0000-0003-3561-8612; alex.boldin2012@yandex.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

INTRODUCTION

Excess pore pressure in the soil core of an earth-rock dam occurs due to its compaction when subjected to external loads (primarily from its own weight). Over time, pore pressure “dissipates”, i.e. decreases to a level corresponding to the pressure of filtration water; this process is called soil *consolidation*. The presence of excess pore pressure poses a threat to the safety of the dam, as it reduces the shear strength of the soil and provokes hydraulic rupture of the core. This effect is demonstrated by computational studies [1, 2] devoted to the formation of the stress-strain state (SSS) of rock-fill dams. When designing rock-fill dams, it is important to predict the duration of the core soil consolidation process, during which the dam may have a reduced level of safety.

The processes of pore pressure formation and dissipation in the core of rock-fill dams began to be studied in the mid-20th century, as it was during this period that dams of this type began to be actively used for the construction of high-pressure hydraulic structures. Such studies were carried out using field measurements and theoretical calculations.

Work [3] publishes data on field measurements of pore pressure in several dams built in the 20th century. The results of field observations of the ultra-high dam at the Nurek Hydroelectric Power Plant [4] are described. Publications [1, 5, 6] present the results of pore pressure monitoring in modern high rock-fill dams. Paper [1] is devoted to the study of pore pressure in the Masjed-e-Soleyman dam (height $H = 177$ m, Iran, 2002), [5] — in the Nuozhadu dam ($H = 261.5$ m, China, 2012), [6] — in the Bidvaz dam ($H = 66$ m, Iran).

Analysis of the results of field measurements [3] shows that the process of soil consolidation in the core of different dams occurred at different rates. In many dams (Aswan, Pachkamar, Charvak, Eyvashan), soil consolidation proceeded rapidly and the pore pressure at the beginning of the operational period was comparable to the hydrostatic pressure [3, 7]. In contrast, in the core of the Talbingo dam ($H = 162$ m, Austria, 1971), the pore pressure reached significant values and dissipated slowly [3]. This is attributed to the fact that the core of this dam is made of clay.

The forecast for the duration of consolidation is particularly relevant for the construction of new rock-fill dams. Statistics show that several new ultra-high and high rock-fill dams have been built in the 21st century. The San Roque Dam ($H = 210$ m, Philippines, 2003),

Tehri Dam ($H = 260.5$ m, India, 2006), Nuozhadu Dam ($H = 261.5$ m, China, 2012) [8, 9, 5], Changheba ($H = 240$ m, China, 2017), with heights exceeding 200 m. High dams include Karkheh ($H = 127$ m, Iran, 2001) [10–12], Masjed-e-Soleyman ($H = 177$ m, Iran, 2002) [1, 13], Qiaoqi ($H = 125.5$ m, China, 2006) [14], Pubugou ($H = 186$ m, China, 2010) [15], Maoergai ($H = 147$ m, China, 2011) [14], Upper Gotvand ($H = 180$ m, Iran, 2012), Madani ($H = 91$ m, Iran, 2014) [16]. The results of field measurements of pore pressure in some of these dams are published in [1, 5].

Pore pressure is also studied using calculation methods based on consolidation theory. The founder of consolidation theory is K. Terzaghi, who was the first to propose equations describing this process. In the USSR, A.A. Nichiporovich and T.I. Tsybulnik [17] developed an analytical method for calculating soil consolidation in the core of a rock-fill dam.

Currently, consolidation problems are solved using numerical modelling. For example, publications [1, 5, 7, 18–21] are devoted to numerical studies of stress-strain behaviour and pore pressure in the cores of rock-fill dams. In most cases, computational studies show that soil consolidation in the core is completed fairly quickly.

However, the accuracy of computational predictions depends on the quality of the initial calculation data. In [5], the pore pressure in the core of the Nuozhadu dam is considered, and it is shown that adequate calculation results are obtained when the filtration coefficient is $(1.5 - 5) \cdot 10^{-9}$ cm/s, which is much less than that measured in nature. It has been suggested that the decrease in soil permeability is associated with its compaction under the action of loads [5]. A similar effect is also described in study [4] in relation to the core of the Nurek dam.

However, this effect is only one manifestation of the interconnection between soil consolidation processes and the formation of the structure’s internal stress state. Based on the results of research, it has been concluded that due to the interconnection with the stressed and deformed state of the soil, its consolidation processes are complex in terms of time and space [5]. This conclusion is also confirmed by the results of studies by the authors [22, 23]. It has been shown that the nature of the deformation of the structure under load is decisive for the magnitude of pore pressure in the core. Calculations have demonstrated that, due to expansion deformations, most of the excess pore

pressure dissipates before the reservoir is filled. Only numerical modelling makes it possible to take into account the influence of the nature of the structure’s deformation on the formation of pore pressure.

However, previous works by the authors of this study only considered the dam construction stage, when pore pressure forms in the core under the action of external loads, and did not consider the operation stage, during which pore pressure dissipates.

In this regard, it is interesting to use numerical modelling to study the process of soil consolidation and to compare the forecast of the duration of consolidation based on the results of analytical and numerical calculations.

The analytical method, based on the theory of filtration consolidation, takes into account that pore pressure dissipation occurs only due to fluid outflow (filtration). From the solution of the problem of consolidation of a layer of low-permeability soil obtained by K. Terzaghi, a formula can be derived to determine the duration of consolidation. This is the time required to reduce the pore pressure from the maximum p_1 to the filtration water pressure p_2 . For a point located at the maximum distance from the drainage (in the middle of the layer), the following approximate formula for determining the duration Δt of consolidation is obtained:

$$\Delta t = \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{\rho \cdot g}{K \cdot k_f} \cdot h^2 \cdot \ln \left(\frac{p_1}{p_2} \right), \tag{1}$$

where ρ is the density of water; K is the modulus of volumetric deformation of soil; k_f is the filtration coefficient; h is the filtration path length (half-thickness of the layer); p_1 and p_2 are the pore pressures at the beginning and end of the time interval, respectively.

This approximate formula expresses the influence of the main factors on the duration of consolidation and is easy to understand. As can be seen from the formula, longer consolidation is characteristic of high rock-fill dams, in which the core width $2h$ is large and the initial pore pressure can reach high values. It is clear from the formula that the duration of filtration will vary in different areas of the core, with filtration completing faster in the upper part than in the lower part. However, the decisive factor for the duration of consolidation is the permeability of the soil — which is inversely proportional to the filtration coefficient.

MATERIALS AND METHODS

The duration of soil consolidation in the core was also estimated using numerical modelling. The processes of pore pressure formation and dissipation were modelled together with the processes of SSS formation and the filtration regime of the dam.

The calculation was performed using the example of an ultra-high rock-fill dam with a central core of average width. These characteristics correspond to the design of the Nurek HPP dam. The dam is 300 m high. The maximum head that the core can withstand is 263.5 m, and the width of the core at the bottom is 143.5 m.

The calculation was performed using the finite element method with the MIDAS computer software package.

The finite element model of the dam cross-section used for the calculations has 6,975 nodes and 6,906 finite elements (Fig. 1).

The calculations were performed taking into account the sequence of dam construction and reservoir filling. It was assumed that the structure would be built

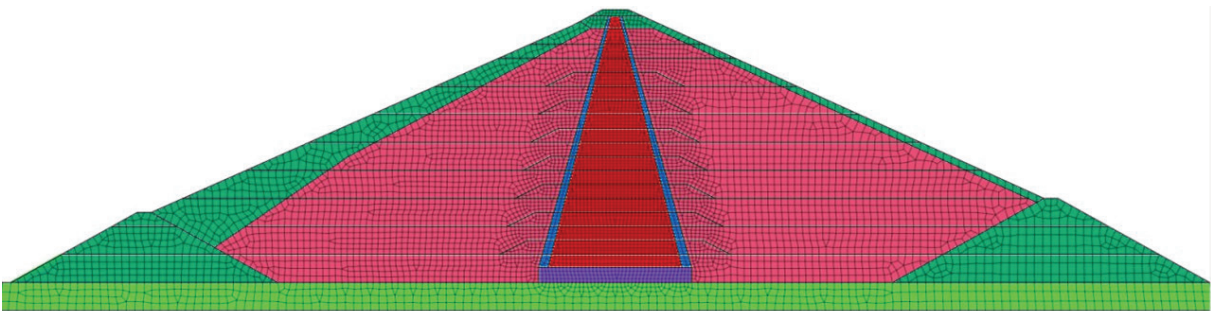


Fig. 1. Finite element model of the calculated dam cross-section

Table 1. Calculated physical and mechanical characteristics of soils

Material	Density in dry condition ρ_d , t/m ³	Density in water-saturated state ρ_{sat} , t/m ³	Modulus of linear deformation E , MPa	Poisson’s ratio ν
Sandy loam	2.10	2.28	40	0.32
Soils of transition zones	2.10	2.20	55	0
Gravel-pebble soil of resistant prisms	2.16	2.35	150	0.27
Rock mass	1.96	2.22	150	0.27

over a period of 9 years and that the reservoir would be filled in parallel with the filling of the embankment.

The calculation considered loads from the soil’s own weight, and the effect of the aquatic environment was taken into account only in the form of pore pressure and the filtration forces it creates.

The Coulomb-Mohr model, which provides for linear deformation of the soil, was used to model the behaviour of the soil. The physical and mechanical properties of the soil used in the calculation are given in Table 1.

RESEARCH RESULTS

Calculations were performed for several variants of core soil permeability. The filtration coefficient was taken to be equal to: in variant No. 1 — $1 \cdot 10^{-6}$ cm/s, in option No. 2 — $1 \cdot 10^{-7}$ cm/s, in option No. 3 — 1×10^{-8} cm/s, in option No. 4 — $5 \cdot 10^{-9}$ cm/s.

Stress-strain state at the time of completion of construction

For each option, the displacements, stresses and pore pressure in the dam were determined and analyzed. They are shown in Fig. 2–8. The displacements are given taking into account the sequence of construction and loading of the structure; they represent the sum of the displacements obtained by the structure at each

stage of construction/loading. Stresses were analyzed as effective (only for the solid soil skeleton) and total (sum of the solid and liquid phases of the soil).

The dam’s internal forces are similar in all variants and, at the time of completion of construction, have the following general characteristics:

- the structural settlements U_y of the dam reach their maximum in the central part of the core and amount to about 1 % of its height (Fig. 2);
- horizontal displacements U_x of the dam are directed towards the lower reach and reach their maximum in the core, while the large volume of the upper retaining prism has displacements close to 0 (Fig. 3);
- the distribution of total vertical stresses σ_y shows an arch effect (i.e., the effect of the core “hanging” on the resisting prisms) — there is a deficit of compressive stresses in the core, while zones of compressive stress concentration occur in the resisting prisms (Fig. 4);
- for the distribution of total horizontal stresses σ_x is characterized by a lower level of compression in the lower retaining prism compared to the core (Fig. 5). There is no jump in horizontal stress values at the boundary between the core and the upper pressure prism, since the core is considered permeable and the pressure of the upper head acts in the form of filtration forces distributed throughout the volume, rather than in the form of hydrostatic pressure on the core edge;

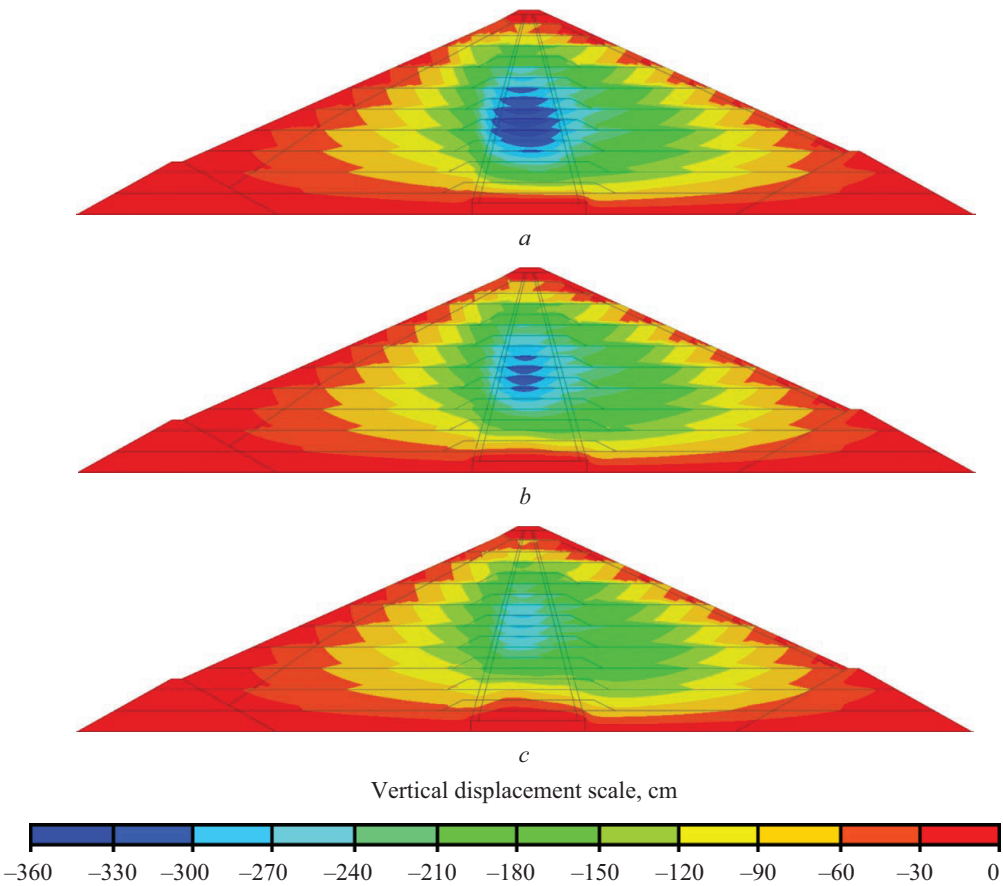


Fig. 2. Dam settlement at the end of construction for different soil permeability options: a — option No. 1; b — option No. 2; c — option No. 3

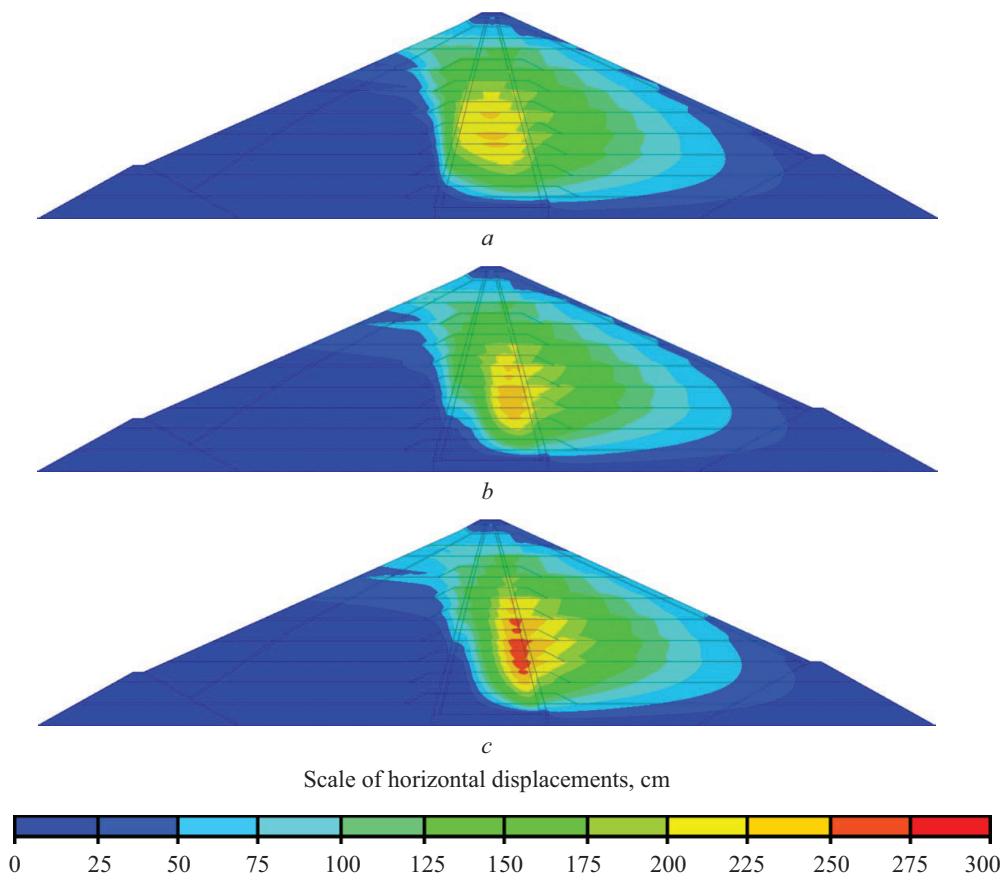


Fig. 3. Horizontal displacements of the dam at the end of construction for different soil permeability options: *a* — option No. 1; *b* — option No. 2; *c* — option No. 3

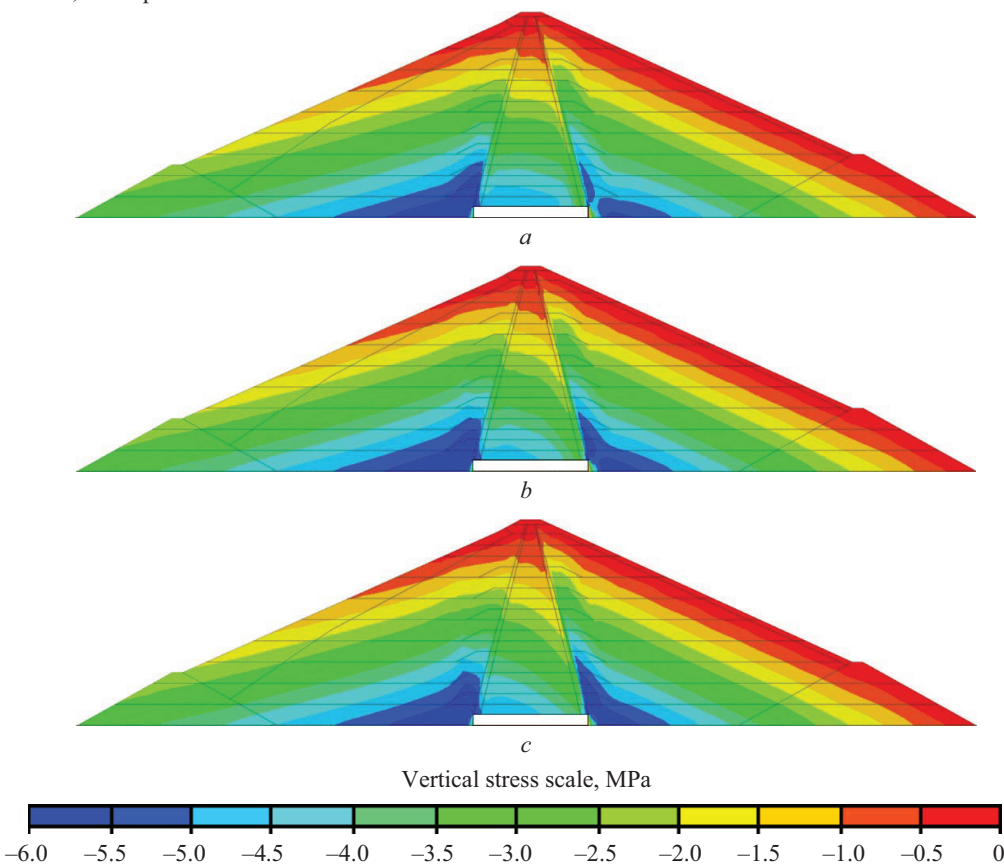


Fig. 4. Vertical total stresses in the dam at the time of completion of construction for different soil permeability options: *a* — option No. 1; *b* — option No. 2; *c* — option No. 3

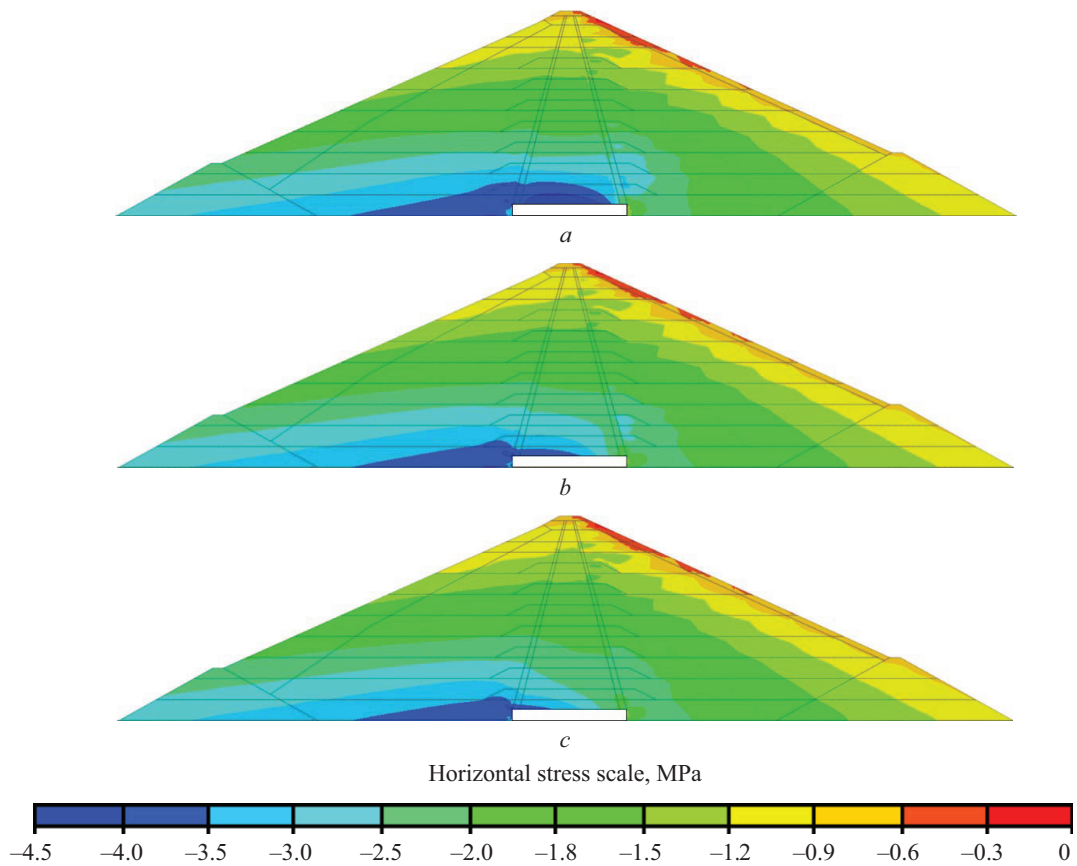


Fig. 5. Horizontal total stresses in the dam at the end of construction for different soil permeability options: *a* — option No. 1; *b* — option No. 2; *c* — option No. 3

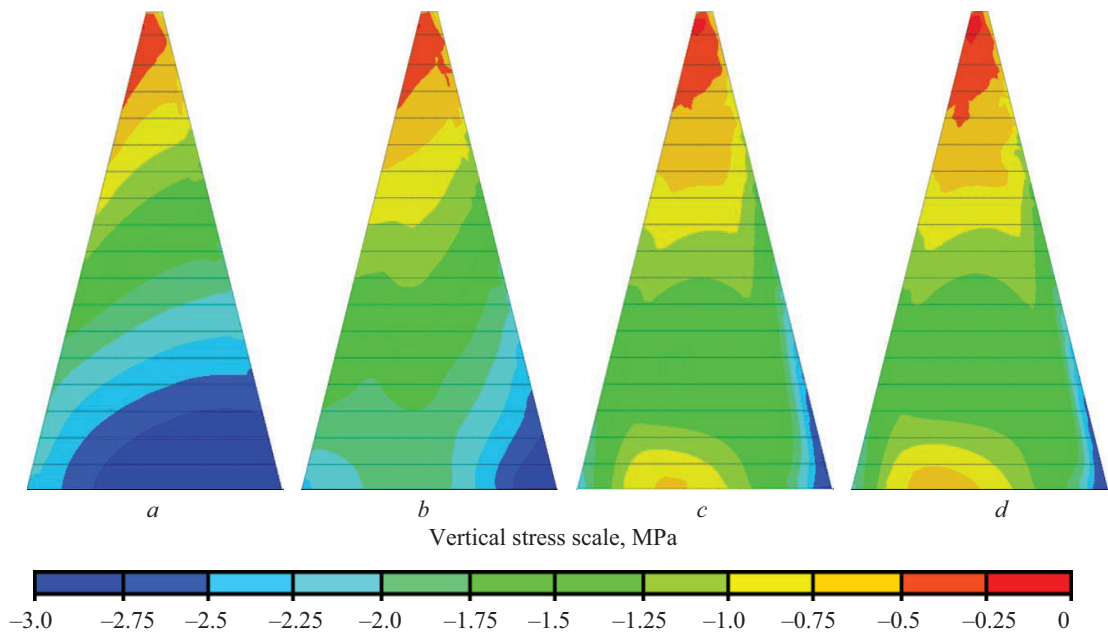


Fig. 6. Vertical effective stresses in the dam core at the time of completion of construction for different soil permeability options: *a* — option No. 1; *b* — option No. 2; *c* — option No. 3; *d* — option No. 4

• the effective stresses in the core (Fig. 6, 7) are significantly lower than the total stresses (Fig. 4, 5) due to the high pore pressure values in the core (Fig. 8).
However, the SSS of the dam in the considered variants also has significant differences. They are

caused by differences in the conditions of formation and values of pore pressure in the core.
In option No. 1, in which the core soil has high permeability ($k_f = 1 \cdot 10^{-6}$ cm/s), soil consolidation is completed by the start of the operational period. Fig. 8

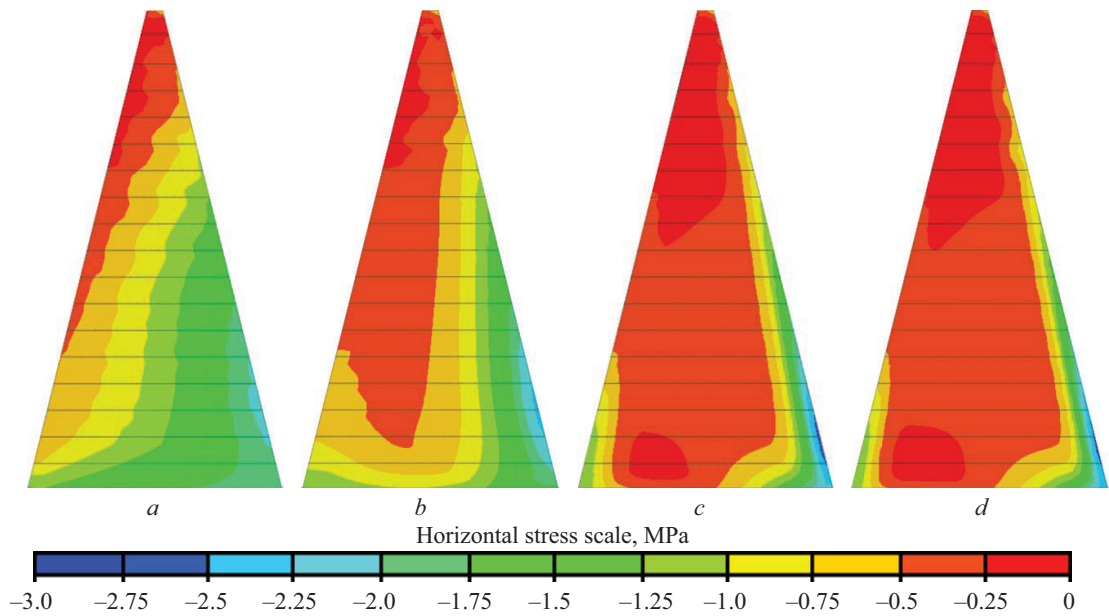


Fig. 7. Horizontal effective stresses in the dam core at the time of completion of construction for different soil permeability options: *a* — option No. 1; *b* — option No. 2; *c* — option No. 3; *d* — option No. 4

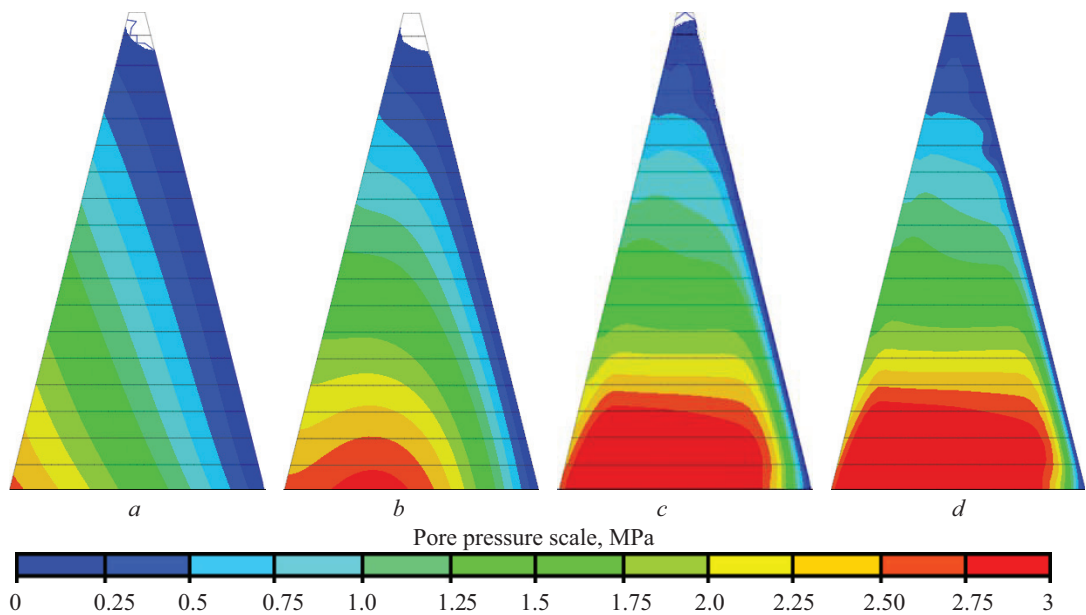


Fig. 8. Pore pressure in the dam core at the end of construction for different soil permeability options: *a* — option No. 1; *b* — option No. 2; *c* — option No. 3; *d* — option No. 4

a shows that at the start of the operational period, there is no excess pore pressure in the core — the pore pressure corresponds to the established filtration regime. The maximum pore pressure of 2.6 MPa is observed in the lower left corner (Fig. 8, *a*) and decreases from bottom to top and from the upper edge to the lower edge.

Due to the low pore pressure, the core is in a favourable stress state. The effective stresses (stresses in the skeleton) in the core are compressive everywhere, and in most of the core they are quite large and exceed 0.5 MPa. The effective stresses σ_y in the vertical direction are much greater than in the horizontal direction.

Vertical stresses σ_y reach 3 MPa (Fig. 7, *a*), while horizontal stresses do not exceed 2 MPa (Fig. 8, *a*).

The total stresses σ_y in the core do not exceed 5.0 MPa (Fig. 4, *a*).

According to calculations, the maximum construction settlement of the core in option No. 1 was 360 cm (Fig. 2, *a*), and the maximum displacement was 234 cm (Fig. 3, *a*). The zone of maximum displacement is located in the centre of the core.

For other options No. 2–4 with lower soil permeability of the core, excessive pore pressure occurs in the core. This significantly affects the stress-strain state

of the core and the entire dam. The effect of excessive pore pressure is expressed as follows:

- the lower the filtration coefficient of the core soil, the higher the pore pressure and the lower the effective compressive stresses in the core;
- the lower the filtration coefficient of the core soil, the less displacement and settlement of the dam at the time of completion of construction.

In option No. 2 ($k_f = 1 \cdot 10^{-7}$ cm/s), the excess pore pressure in the core is small compared to the filtration pressure. At the time of completion of construction, the maximum pore pressure value was 2.87 MPa (Fig. 9, *b*), i.e. 10 % higher than in option No. 1. The distribution of effective stresses in option No. 2 is close to that characteristic of option No. 1. However, in Fig. 6, *b*; 7, *b*, there is a noticeable decrease in compressive stresses σ_x and σ_y in the core.

The dam deformations in option No. 2 differ from those in option No. 1. The construction settlements U_y of the dam are slightly smaller than in option No. 1. The maximum settlement of the dam in option No. 2 is 3.28 m (Fig. 2, *b*), which is 9 % less than in option No. 1. On the contrary, the horizontal displacements U_x of the dam in option No. 2 are greater than in option No. 1 (Fig. 3, *b*). The maximum displacement in option No. 2 was 2.48 m, i.e. 6 % higher than in option No. 1. The zone of maximum displacement is located in the lower part of the core.

In variants with low soil permeability of the core (variant No. 3, $k_f = 1 \cdot 10^{-8}$ cm/s and No. 4 $k_f = 5 \times 10^{-9}$ cm/s), the dam's stress-strain state differs significantly from that of the dam in variant No. 1.

In these variants, the excess pore pressure is much greater than the filtration pressure. The pore pressure is particularly high in the lower part of the core. In variant No. 3, the pore pressure reaches 4.2 MPa (Fig. 9, *c*), and in variant No. 4, it reaches 4.3 MPa (Fig. 9, *d*). Practically all of the vertical load is absorbed by the pore pressure.

Due to slow consolidation, the core soil has lower compressibility and higher deformability when changing shape (under shear). Due to lower compressibility, dam settlement is significantly lower than in option No. 1. The maximum settlement in option No. 3 was 2.79 m (Fig. 2, *c*), and in option No. 4 — 2.72 m. It is approximately 22 % less than the settlement in option No. 1. Due to greater tendency to deformation, the dam acquires greater displacements. The maximum displacement in option No. 3 was 2.76 m (Fig. 3, *c*), and in option No. 4 — 2.83 m. It is approximately 20 % greater than in option No. 1.

The change in the nature of the deformations also entails a change in the stress distribution. Option No. 3 is characterized by a reduced level of compression in the core in terms of total and effective stresses. In terms of total stresses, this reduction is negligible (Fig. 4, *c*; 5, *c*), but in terms of effective stresses, it is very significant.

Variants 3 and 4 are characterized by the presence of a large zone of relatively low (less than 0.5 MPa) compressive stresses σ_x in the core (Fig. 6, *c*, *d*). In the upper and lower parts of the core, there are zones with compressive stresses of less than 0.25 MPa. According to the vertical stresses σ_y , there is also a zone of reduced compressive stresses in the lower part of the core (Fig. 7, *c*, *d*). Such a stress state of the core is unfavourable and carries the risk of discontinuities forming in the core.

Consolidation of the core soil and changes in the stress-strain state of the dam over time

In order to establish the duration of the soil consolidation process, a calculation of the change in the stress-strain state of the dam for a period of 100 years was performed. The results of this calculation for options 1–4 are shown in Fig. 9–12. Fig. 9 shows the distribution of pore pressure in the core at a number of time points, while Fig. 10 and 11 show the distribution of ef-

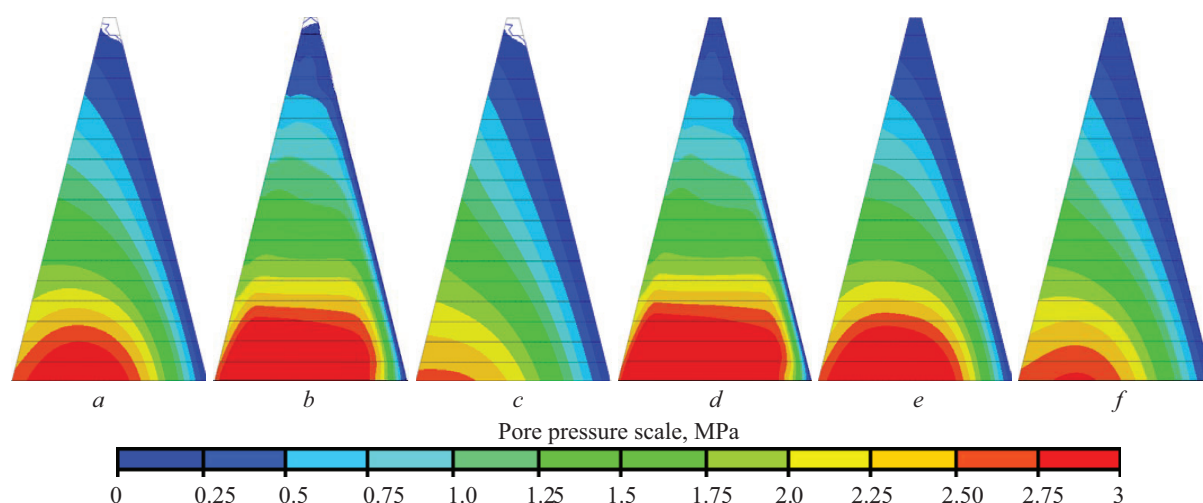


Fig. 9. Change in pore pressure in the core over time for two soil permeability options: *a*, *b*, *c* — option No. 3 (with a filtration coefficient of $1 \cdot 10^{-8}$ cm/s); *d*, *e*, *f* — option No. 4 (with a filtration coefficient of $5 \cdot 10^{-9}$ cm/s); *a*, *d* — at the beginning of the operating period ($t = 0$); *b*, *e* — after 30 years of operation; *c*, *f* — after 100 years of operation

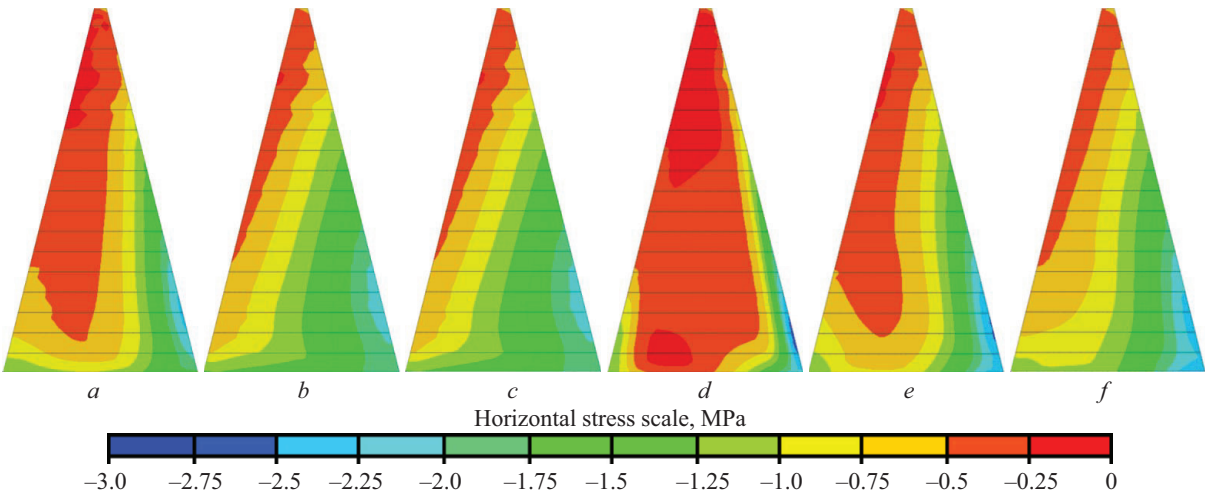


Fig. 10. Change in horizontal effective stresses in the core over time for two soil permeability options: *a, b, c* — option No. 3 (with a filtration coefficient of $1 \cdot 10^{-8}$ cm/s); *d, e, f* — option No. 4 (with a filtration coefficient of $5 \cdot 10^{-9}$ cm/s); *a, d* — at the beginning of the operating period ($t = 0$); *b, e* — after 30 years of operation; *c, f* — after 100 years of operation

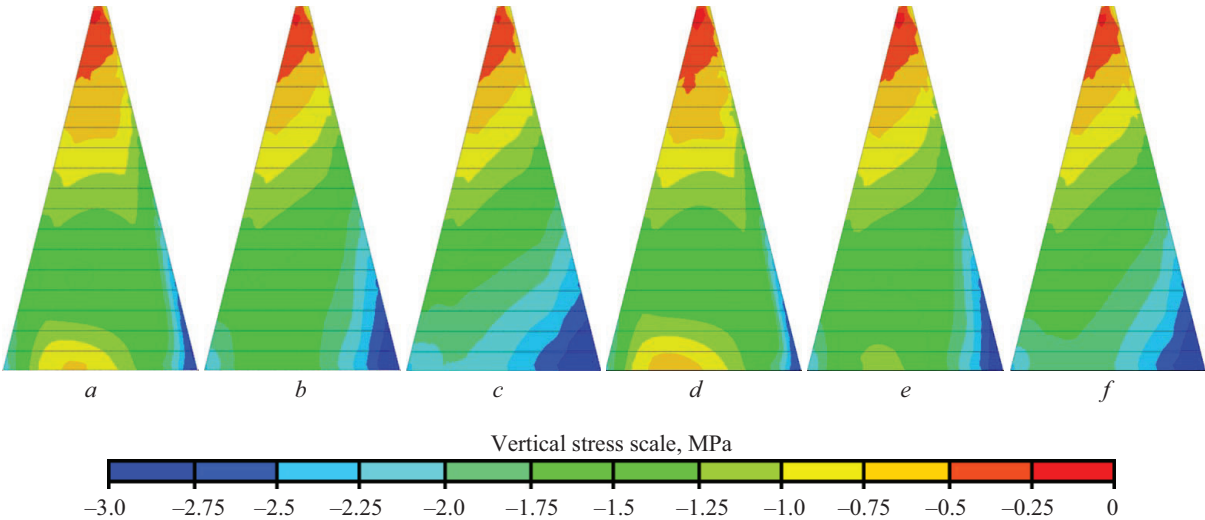


Fig. 11. Change in vertical effective stresses in the core over time for two soil permeability options: *a, b, c* — option No. 3 (with a filtration coefficient of $1 \cdot 10^{-8}$ cm/s); *d, e, f* — option No. 4 (with a filtration coefficient of $5 \cdot 10^{-9}$ cm/s); *a, d* — at the beginning of the operating period ($t = 0$); *b, e* — after 30 years of operation; *c, f* — after 100 years of operation

fective stresses. Fig. 12 shows a graph of the change in the maximum pore pressure over time.

In option 1, there are no changes in SSS during the operational period, as soil consolidation was completed during the construction period.

Fig. 9–12 clearly show that over time, pore pressure gradually dissipates (Fig. 9) and effective compressive stresses increase (Fig. 10, 11). However, the duration of this process varies depending on the permeability of the core soil. In option 2, it takes several years, after which the pore pressure becomes equivalent to the filtration pressure (Fig. 9, *b*). In variants 3 and 4, even after 30 years of operation, the pore pressure changes little (Fig. 10, *b, e*), and in the lower part of the core it remains high even after 100 years (Fig. 10, *c, f*). Accordingly, in these variants, the risk of developing core discontinuities remains for a long time.

The change in the core's SSS is accompanied by additional dam movements. Dam settlements increase, tending towards the values characteristic of option No. 1 (Table 2). The dam settlement in option No. 2 after 100 years approximately corresponds to the dam settlement in option No. 1. In options 3 and 4, the maximum settlements increase by approximately 20 % compared to the initial ones, but do not reach the values characteristic of option 1.

Horizontal displacements in option No. 2 remain virtually unchanged over 100 years (Table 2). In options No. 3 and 4, on the contrary, there is a slight decrease (approximately 5 %) in the maximum values of horizontal displacements during the operational period.

Fig. 12 clearly shows the duration of the consolidation process based on the results of numerical modelling. In option 2, consolidation is completed in approxi-

Table 2. Change in maximum dam displacements over time

Option number	Filtration coefficient, cm/s	Maximum settlement, m		Maximum displacement, m	
		0 years	100 years	0 years	100 years
1	$1 \cdot 10^{-6}$	3.6	3.61	2.34	2.37
2	$1 \cdot 10^{-7}$	3.28	3.69	2.48	2.49
3	$1 \cdot 10^{-8}$	2.79	3.44	2.76	2.60
4	$5 \cdot 10^{-9}$	2.72	3.23	2.83	2.66

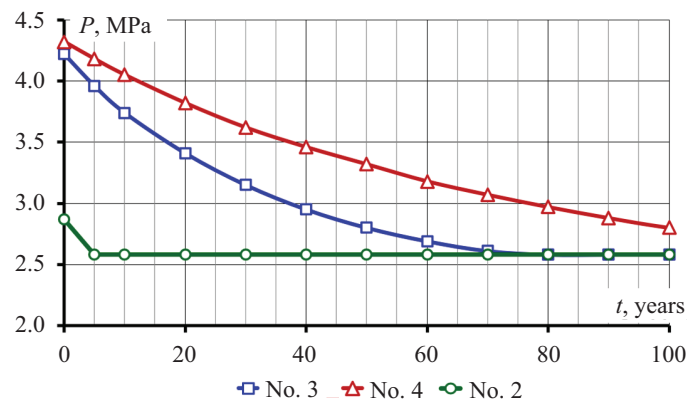


Fig. 12. Change in the maximum pore pressure over time for different soil permeability options in the core

Table 3. Results of calculating the consolidation period using the analytical method

Option number	Filtration coefficient, cm/s	Duration of consolidation at initial pressure	
		2.5 MPa	4.5 MPa
1	$1 \cdot 10^{-6}$	1.0	1.9
2	$1 \cdot 10^{-7}$	9.7	19.5
3	$1 \cdot 10^{-8}$	96.7	195
4	$5 \cdot 10^{-9}$	193	390

mately 5 years, in option 3 it lasts about 80 years, and in option 4 it is not completed even after 100 years.

In this regard, it is interesting to compare the results of numerical modelling with the results of analytical calculations.

Calculation of the duration of the consolidation process using an analytical method

The calculation using a simple analytical method consisted of using formula (1), obtained according to K. Terzaghi’s theory. It was performed for the lower section of the core, for which the half-width is approximately $h = 70$ m. The modulus of volumetric deformation of the soil was taken to be equal to $K = 37$ MPa,

which corresponds to the specified values of the modulus of linear deformation and Poisson’s ratio.

Table 3 shows the calculated duration of pore pressure dissipation for several combinations of core soil permeability and initial pore pressure p_1 . The final value of pore pressure to which it decreases was taken as $p_2 = 1.4$ MPa. This is the maximum value of filtration pressure observed in the zone of maximum excess pore pressure.

Table 4 shows a comparison of the duration of pore pressure dissipation obtained using analytical and numerical methods. The initial data for the analytical calculation (initial and final pore pressure) were taken

Table 4. Comparison of consolidation duration calculations using analytical and numerical methods

Option number	Filtration coefficient, cm/s	Calculation of consolidation duration using the analytical method			Duration of consolidation based on numerical modelling results, years
		p_2 , MPa	p_1 , MPa	t , years	
1	$1 \cdot 10^{-6}$	2.6	2.6	374	150
2	$1 \cdot 10^{-7}$	2.87	1.4	183	80
3	$1 \cdot 10^{-8}$	4.2	1.4	12	3
4	$5 \cdot 10^{-9}$	4.3	1.4	0	0

from the results of numerical modelling of the dam's stress-strain state. The comparison shows that, according to the results of numerical modelling, pore pressure dissipation occurs slightly faster than according to the analytical calculation.

CONCLUSION AND DISCUSSION

According to the results of numerical modelling, the soil consolidation process in the core of a rock-fill dam is completed approximately twice as fast as predicted by the elementary analytical method based on the theory

of filtration consolidation. This is explained by the fact that the analytical method makes a simplifying assumption that consolidation is achieved only by filtering water in the direction of drainage. In reality, water movement is more complex, and consolidation proceeds unevenly throughout the core. In the upper part of the core, where the pore pressure is initially lower and the core width is smaller, consolidation is completed more quickly. Therefore, in the lower part of the core, the filtration flow can move not only towards the drainage, but also towards areas with low pore pressure.

REFERENCES

1. Akhtarpour A., Salari M. The deformation mechanism of a high rockfill dam during the construction and first impounding. *Scientia Iranica*. 2020; 27(2):566-587. DOI: 10.24200/sci.2018.20778
2. Sainov M.P. Assessment of crack resistance of ultra-high earth core rockfill dam by pore pressure. *Magazine of Civil Engineering*. 2022; 6(114). DOI: 10.34910/MCE.114.11. EDN BACLUE.
3. Rasskazov L.N., Yadgorov E.Kh., Nikolaev V.B. Field Observations of Soil Settlements, Displacements, and Pore Pressure in Dams. *Power Technology and Engineering*. 2018; 51(6):611-620. DOI: 10.1007/s10749-018-0881-9
4. Rasskazov L.N., Yadgorov E.Kh., Burenkov P.M. Pore Pressure Dissipation in the Core of the Nurek Dam. *Power Technology and Engineering*. 2016; 50(1):54-59. DOI: 10.1007/s10749-016-0658-y
5. Wu Y., Zhang B., Yu Y., Zhang Z. Consolidation analysis of Nuozhadu high earth-rockfill dam based on the coupling of seepage and stress-deformation physical state. *International Journal of Geomechanics*. 2016; 16(3). DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000555
6. Salari M., Akhtarpour A., Ekramifard A. Hydraulic fracturing: a main cause of initiating internal erosion in a high earth-rock fill dam. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2018; 15(2):207-219. DOI: 10.1080/19386362.2018.1500122
7. Komasi M., Beiranvand B. Study of Hydraulic Failure Mechanism in the Core of Eyvashan Earth Dam with the Effect of Pore Water Pressure and Arching. *Journal of Stress Analysis*. 2020; 4(2):55-67. DOI: 10.22084/jrstan.2020.20022.1110
8. Ma H., Chi F. Major Technologies for Safe Construction of High Earth-Rockfill Dams. *Engineering*. 2016; 2(4):498-509. DOI: 10.1016/J.ENG.2016.04.001
9. Lv X., Chi S. Strain Analysis of the Nuozhadu High Rockfill Dam during Initial Impoundment. *Mathematical Problems in Engineering*. 2018; 1-12. DOI: 10.1155/2018/7291473
10. Hosseini S.M.M.M., Fard R.A. Pore pressure development in the core of earth dams during simultaneous construction and impounding. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2003; 8.
11. Razavi B., Parehkar M., Gholami A. Investigation on Pore Water Pressure in Core of Karkheh Dam. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*. 2011; 5(11):539-542. DOI: 10.5281/zenodo.1335522
12. Balanji S.G., Davoudi S., Merufinia E. Investigation the Effects of Pore Water Pressure and Arching on Karkheh Earth Dam Considering the Instrumentation Results. *Advances in Environmental Biology*. 2014; 8(12):1345-1353.
13. Emadali L., Motagh M., Haghighi M.H. Characterizing post-construction settlement of the Masjed-Soleyman embankment dam, Southwest Iran, using TerraSAR-X SpotLight radar imagery. *Engineering Structures*. 2017; 143:261-273. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.04.009
14. Feng R., He Y.L., Cao X.X. Different deformation patterns in high core wall rockfill dams: A case study of the Maoergai and Qiaoqi dams. *Advances in Civil Engineering*. 2019; 2019(1). DOI: 10.1155/2019/7069375
15. Guo Q., Pei L., Zhou Z., Chen J., Yao F. Response surface and genetic method of deformation back analysis for high core rockfill dams. *Computers and Geotechnics*. 2016; 74:132-140. DOI: 10.1016/j.compgeo.2016.01.001
16. Farajniya R., Poursorkhabi R.V., Zarean A., Dabiri R. Analysis and monitoring of the behavior of a rock fill dam ten years after construction: a case study of the Iran-Madani Dam. *Geoenvironmental Disasters*. 2024; 11(1). DOI: 10.1186/s40677-024-00295-4
17. Nichiporovich A.A., Tsybulnik T.I. One-dimensional problem of consolidating clay soil in a stressed state corresponding to the plane deformation case. *Proceedings of VODGEO, Hydrotechnics*. 1972; 34. (rus.).
18. Rashidi M., Heidar M., Azizyan Gh. Numerical Analysis and Monitoring of an Embankment Dam During Construction and First Impounding (Case Study: Siah Sang Dam). *Scientia Iranica*. 2018; 25(2):505-516. DOI: 10.24200/sci.2017.4181

19. Sari U.C., Wardani S.P.R., Partono W. Influence of pore water pressure to seepage and stability of embankment dam (case study of Sermo Dam Yogyakarta, Indonesia). *MATEC Web of Conferences*. 2017; 101:05007. DOI: 10.1051/mateconf/201710105007
20. Soroush A., Pourakbar M., Nabizadeh A. 3D numerical analyses of behavior of a high rockfill dam with clay core in narrow canyon. *16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2019.
21. Ramsheh F.A., Rashidell A., Dias D. FDM analysis of earth dams — end of construction and water seepage (case study: Ivshan Iran dam). *Journal of Physics: Conference Series*. 2021; 1973(1):012201. DOI: 10.1088/1742-6596/1973/1/012201
22. Sainov M.P., Boldin A.A. Formation of pore pressure in the earth-core rockfill dam due to the dead weight. *The Hydrotechnika*. 2024; 2(75):10-14. EDN WEKFRK. (rus.).
23. Sainov M.P., Boldin A.A. Assessment of methods for calculating pore water pressure in the earth core of rockfill dam. *Proceedings of the VNIIG*. 2024; 312:115-126. EDN RKTLYG. (rus.).

Received December 10, 2024.

Adopted in revised form on December 15, 2024.

Approved for publication on December 26, 2024.

B I O N O T E S: **Mikhail P. Sainov** — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Energy Structures and Hydro-Technical Installations; **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;

Aleksandr A. Boldin — postgraduate student; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; SPIN-code: 2445-9890, ORCID: 0000-0003-3561-8612; alex.boldin2012@yandex.ru.

Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication. The authors declare that there is no conflict of interest.