

УДК 627.8:624.9:534.1

ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН ПРИ МНОГОКОМПОНЕНТНЫХ КИНЕМАТИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

^{1,2*} *Мирсаидов М.М.*, ^{1,2} *Тошматов Э.С.*, ¹ *Ишматов А.Н.*, ^{1,2} *Ярашов Ж.А.*,
¹ *Уринов Б.Х.*

**theormir@mail.ru*

¹Национальный исследовательский университет «Ташкентский институт инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства», 100000, Узбекистан, г. Ташкент, ул. Кары-Ниязи, д. 39;

²Институт механики и сейсмостойкости сооружений имени М.Т. Уразбаева АН РУз, 100125, Узбекистан, г. Ташкент, ул. Дурмон Йули, 33.

В статье представлен подробный анализ современного состояния проблемы оценки напряженно-деформированного состояния и динамического поведения плотин (в условиях плоской деформации) с учетом неоднородности конструктивных особенностей и вязкоупругих свойств грунта.

Разработана математическая модель для оценки динамического поведения грунтовых плотин на основе принципа возможных перемещений в сочетании с принципом Даламбера, в котором учитывается вязкоупругое поведение грунта с использованием наследственной теории Больцмана-Вольтерра. Решение задач реализовано с использованием процедуры методом конечных элементов на основе комплексной арифметике.

В качестве объекта исследования рассмотрены установившиеся вынужденные колебания Пскемской грунтовой плотины (высотой 195 м) при различных резонансных режимах колебаний. Установлено, что максимальные амплитуды напряжений в теле плотины возникают не только на первой резонансной частоте, но и в области плотного спектра высоких частот. С использованием теории прочности Кулона-Мора проведена оценка прочности сооружения: рассчитаны коэффициенты запаса прочности для различных участков тела плотины и выявлены наиболее опасные участки сооружения при частотах внешних воздействий близких к резонансным.

Ключевые слова: грунтовая плотина, установившиеся вынужденные колебания, напряженно-деформированное состояние, резонансный режим, вязкоупругие свойства грунта, амплитудно-частотная характеристика.

Цитирование: *Мирсаидов М.М., Тошматов Э.С., Ишматов А.Н., Ярашов Ж.А., Уринов Б.Х.* Оценка прочности грунтовых плотин при многокомпонентных кинематических воздействиях // Проблемы механики. – 2026. – № 2(36). – С. 13-24.

1 Введение

Обеспечению безопасности гидротехнических сооружений и защите населения в Узбекистане уделяется приоритетное внимание. Это подтверждается нормативно-правовой базой республики, в частности: Законом «О безопасности гидротехнических сооружений» (1999 г.), Постановлением Президента «О мерах по коренному совершенствованию системы обеспечения сейсмической безопасности...» (2020 г.), а также Законом «Об обеспечении сейсмической безопасности населения и территории Республики Узбекистан» (2021 г.).

Мировой опыт подтверждает, что своевременная профилактика значительно эффективнее и экономичнее ликвидации последствий паводков или аварий на гидротехнических сооружениях (ГТС). В связи с этим приоритетными задачами становятся организация мониторинга, прогнозирование чрезвычайных ситуаций и реализация инженерно-технических мер по повышению устойчивости сооружений.

На сегодняшний день в Узбекистане функционируют более 270 крупных и стратегически важных ГТС. От их надежности напрямую зависит стабильное водоснабжение сельского хозяйства республики. В этих условиях обеспечение безопасной эксплуатации гидротехнических объектов приобретает особую государственную значимость.

Безопасность гидротехнических сооружений (ГТС) прежде всего определяется надежностью самой плотины и её элементов. Это подразумевает обеспечение устойчивости откосов и их креплений, исправность противофильтрационных устройств, дренажных систем, парапетов и контрольно-измерительной аппаратуры (пьезометров) [1–11].

Оценка надежности плотин является критически важной задачей, так как водохранилища аккумулируют огромные объемы воды и представляют потенциальную угрозу для нижележащих территорий [1–5, 8, 9]. Состояние сооружения напрямую зависит от напряженно-деформированного состояния (НДС), возникающего под воздействием различных нагрузок. Прогнозирование изменений компонентов НДС позволяет получить исчерпывающую информацию о прочности и устойчивости объекта.

При анализе динамики и НДС конкретных сооружений необходимо учитывать их реальную геометрию, неоднородность состава, конструктивные особенности и фактические свойства материалов. Учет этих аспектов повышает точность прогнозов поведения конструкций при различных воздействиях. Вместе с тем достоверность определения НДС существенно зависит от выбора расчетной схемы, адекватности математических моделей, методов решения и используемых уравнений состояния материалов [2, 5, 7–13].

В последнее время опубликован ряд работ, посвященных исследованию напряженно-деформированного состояния и динамического поведения плотин различных типов. К значимым исследованиям в этой области относятся следующие труды:

- в работе [14] исследована эффективность снижения повреждений грунтовой плотины при сильных землетрясениях за счет использования демпфирующего слоя из речного песка, расположенного в основании сооружения. Собственные частоты системы определены с помощью программного комплекса ANSYS. Экспериментальные исследования на вибростенде при различных резонансных режимах показали, что отсутствие изолирующего слоя приводит к значительным разрушениям модели. Оптимальные результаты были зафиксированы при толщине защитного слоя, равной одной четвертой высоты плотины;

- в современных исследованиях динамические характеристики и сейсмический отклик различных типов плотин широко изучаются с применением численных, экспериментальных и аналитических методов. В частности, в работах [15, 16] с помощью программных комплексов (включая ANSYS) и натурных испытаний исследованы пространственные модели плотин, определены их амплитудно-частотные характеристики и установлено, что эффект присоединенной массы воды снижает собственные частоты сооружения примерно на 10%. Влияние податливости основания на динамическое поведение бетонных и железобетонных плотин, а также их собственные формы колебаний проанализированы с использованием различных расчетных моделей

и экспериментальных виброиспытаний, что позволило уточнить и верифицировать модели сооружений [17, 18]. Кроме того, для оценки частотного спектра и напряженного состояния грунтовых плотин проведено сопоставление аналитического метода «сдвиговой балки» с методом конечных элементов (МКЭ), выявившее критическую важность учета сложной геометрии, а также получены точные аналитические решения для спектра частот на основе дифференциальных уравнений [19, 20].

– в ряде исследований значительное внимание уделяется комплексному анализу систем «плотина-водохранилище-основание» для различных типов гидротехнических сооружений. Натурные и лабораторные вибрационные испытания арочных плотин [21, 22], а также численное моделирование гравитационных объектов [23] доказывают, что учет присоединенной массы воды и податливости фундамента приводит к заметному снижению собственных частот и существенной трансформации динамического поведения системы. Для грунтовых плотин точная оценка спектра колебаний и нелинейной динамики критически важна при прогнозировании сейсмического отклика. Применение методов конечных элементов и конечных разностей с учетом пластических свойств грунта, верифицированных центрифужными и полевыми испытаниями, подтверждает необходимость обязательного учета взаимодействия сооружения с основанием, высоты плотины и параметров входного сейсмического воздействия [24, 25].

– наряду с общими задачами сейсмодинамики, особое внимание в современной литературе уделяется локальным воздействиям и специфическим аспектам взаимодействия системы «сооружение-грунт». Использование аналитических моделей упругого основания [26] и учет нелинейных диссипативных (демпфирующих) свойств грунта [28] позволяют более объективно оценивать интегральную сейсмостойкость гидротехнических объектов при снижении вычислительных затрат. Комплексный анализ безопасности сооружений также включает исследование вибраций от перелива воды для подтверждения отсутствия резонансных явлений [27] и оценку напряженно-деформированного состояния с учетом степени водонасыщения массива [29]. Теоретические и численные выкладки эффективно дополняются результатами экспериментальных вибродинамических испытаний, которые выявляют критические механизмы сдвиговых деформаций подпорных дамб и служат практическим руководством для их безопасного проектирования [30].

– при оценке напряженно-деформированного состояния (НДС) и сейсмической реакции грунтовых плотин современные численные методы позволяют детально учитывать сложный комплекс физико-механических факторов. Нелинейный динамический анализ с использованием упругопластических моделей и реальных акселерограмм, а также учет изменений влажностных свойств грунта при гармонических воздействиях обеспечивают точное описание эволюции полей напряжений и перемещений [31, 34]. Важнейшим аспектом является податливость фундамента: наличие слоев мягкого грунта существенно изменяет основной период колебаний сооружения, что требует обязательного совместного анализа жесткостных параметров системы и спектрального состава землетрясения [32]. Кроме того, сравнительные исследования обосновывают необходимость перехода от упрощенных схем к пространственным: хотя плоские (2D) модели допустимы для предварительных расчетов, полноценный трехмерный (3D) анализ критически важен для выявления специфических форм собственных колебаний и локализации скрытых зон концентрации напряжений как при статических, так и при динамических нагрузках [33, 35].

– в работах [36, 37] представлен подробный аналитический обзор публикаций, посвященных современным моделям, методам и результатам исследований напряженного состояния грунтовых плотин с учетом упругопластических свойств грунта. Разработаны математическая модель, численные методы и алгоритм оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) сооружений в плоской постановке. Модель учитывает упругопластическое поведение материала, конструктивную неоднородность и уровень наполнения водохранилища при различных сценариях нагружения. Установлено, что учет пластических деформаций при полном заполнении верхнего бьефа существенно трансформирует характер распределения касательных напряжений: зафиксирован их значительный рост как в верховой, так и в низовой упорных призмах плотины.

Представленный обзор охватывает лишь часть научных работ, посвященных исследованию напряженно-деформированного состояния и оценке динамического поведения плотин различных типов. Несмотря на значительное количество публикаций по данной тематике, вопросы динамики грунтовых плотин, расположенных на территории нашей республики, остаются недостаточно изученными.

В связи с этим разработка математических моделей, численных методов и программных комплексов для исследования динамического поведения грунтовых плотин с учетом их неоднородных конструктивных особенностей и реальных характеристик грунтов при различных кинематических воздействиях является актуальной научно-технической задачей

2 Математическая модель

Рассматриваемая неоднородная система (рис. 1) представляет собой тело грунтовой плотины объемом $V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$, взаимодействующее с водной средой. В данной модели области V_1, V_2, V_3, V_5 соответствуют упорным призмам, V_4 – ядру плотины. Физико-механические свойства материала предполагаются неоднородными по всему объему сооружения. Нижняя часть плотины расположена на жестком основании Σ_u .

На поверхности Σ_u задается кинематическое воздействие $\mathbf{u}_0(x, y, t)$, а на S_p – действует гидростатическое давление воды $\mathbf{p}_s(x, y)$. Плотина представляет собой массивное сооружение, поэтому при расчете учитываются и массовые силы $\mathbf{f}$. Материал плотины (грунт) в некоторых участках считается упругим, либо вязкоупругим. На границах раздела области системы V_1, V_2, V_3, V_4, V_5 непрерывны перемещения, нормальные и касательные к поверхности раздела компоненты тензора напряжений.

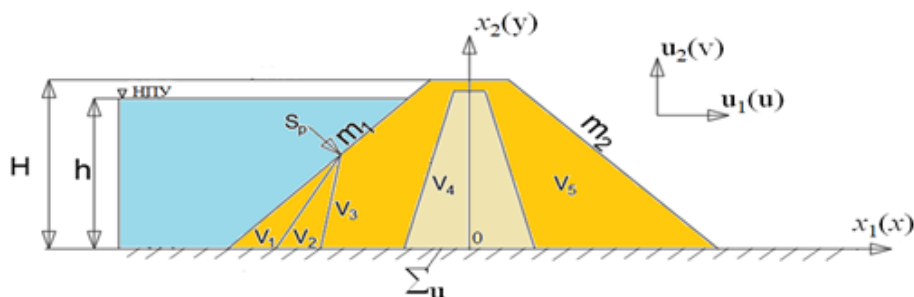


Рис. 1 Схема неоднородной системы

В условиях плоской деформации необходимо исследовать установившиеся вынужденные колебания системы (рис. 1) под влиянием периодических кинематических воздействий $\mathbf{u}_0(x, y, t)$, массовых сил $\mathbf{f}$ и гидростатического давления воды $\mathbf{p}_s(x, y)$.

Анализ подобных колебаний позволяет установить зависимость максимальных амплитуд перемещений и напряжений в теле плотины от параметров системы и внешних нагрузок. В качестве количественного показателя при этом используются значения резонансных амплитуд колебаний различных точек сооружений.

Для моделирования динамических процессов в системе (рис. 1) используется принцип возможных перемещений, основанный на принципе Даламбера, т.е.:

$$\delta A = - \int_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV - \int_V \rho_n \ddot{\mathbf{u}} \delta \mathbf{u} dV + \int_V \mathbf{f} \delta \mathbf{u} dV + \int_{S_p} \mathbf{p}_s \delta \mathbf{u} dS = 0, \quad (1)$$

кинематические граничные условия

$$x \in \Sigma_u : \mathbf{u}_0(\mathbf{x}, t) = \boldsymbol{\psi}_1(t), \quad (2)$$

Здесь $\mathbf{u}, \varepsilon_{ij}, \sigma_{ij}$ – соответственно, компоненты вектора перемещений, тензоров деформаций и напряжений; $\delta \mathbf{u}, \delta \varepsilon_{ij}$ – изохронные вариации перемещений и деформаций; ρ_n – плотность материала элементов рассматриваемой системы ($n = 1, 2, 3, 4, 5$); $\{u_1, u_2\} = \{u, v\}$, $\{x\} = \{x_1, x_2\} = \{x, y\}$ – компоненты вектора перемещений и координаты точки тела соответственно; $\mathbf{f}$ – вектор массовых сил; $\boldsymbol{\psi}_1(t)$ – периодическая функция времени; $i, j, k = 1, 2$.

Гидростатическое давление воды определяется по формуле [38]

$$\mathbf{p}_c = \rho_0 g(h - y), \quad (3)$$

где ρ_0 – плотность воды; $(h - y)$ – глубина точки на напорной грани плотины.

Для создания математической модели также используются физические соотношения, связывающие компоненты тензора напряжений σ_{ij} с тензором деформаций ε_{ij} вида [38, 39]:

$$\sigma_{ij} = \tilde{\lambda}_n \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\tilde{\mu}_n \varepsilon_{ij}. \quad (4)$$

В случае, когда материал n – го элемента системы является упругим, величины $\tilde{\lambda}_n$ и $\tilde{\mu}_n$ представляют собой константы Ламе. Если же материал обладает вязкоупругими свойствами, то $\tilde{\lambda}_n$ и $\tilde{\mu}_n$ являются интегральными операторами Вольтерра вида [39, 40]:

$$\begin{cases} \tilde{\lambda}_n \varphi = \lambda_n \left[\varphi(t) - \int_{-\infty}^t \Gamma_{\lambda_n}(t - \tau) \varphi(\tau) d\tau \right], \\ \tilde{\mu}_n \varphi = \mu_n \left[\varphi(t) - \int_{-\infty}^t \Gamma_{\mu_n}(t - \tau) \varphi(\tau) d\tau \right], \end{cases} \quad (5)$$

где λ_n, μ_n – константы Ламе; $\Gamma_{\lambda_n}, \Gamma_{\mu_n}$ – ядра релаксации; $\varphi(t)$ – произвольная функция времени.

При этом связь между компонентами тензора деформаций и вектором перемещений описывается линейными соотношениями Коши [39]:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right), \quad i, j = 1, 2. \quad (6)$$

Соотношения (1) и (6) представляют собой математическую модель для оценки напряженно-деформированного состояния грунтовой плотины с учетом вязкоупругих свойств грунта (4)-(5) под действием кинематических воздействий (2) массовых сил $\mathbf{f}$ и гидростатического давления воды (3).

Теперь, задача об установившихся вынужденных колебаниях системы (рис. 1) сводится к определению полей перемещений $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$ и напряжений $\sigma_{ij}(\mathbf{x}, t)$ в сооружении, возникающих под действием кинематических воздействий (2), гидростатического давления (3) и массовых сил $\mathbf{f}$. Искомые решения должны удовлетворять уравнениям (1), (4)-(6), условиям периодичности и кинематическим граничным условиям (2) при любых возможных перемещениях $\delta \mathbf{u}$.

3 Метод решения

Решение рассматриваемой задачи ищется в виде

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{u}_0(\mathbf{x}, t) + \mathbf{u}^*(\mathbf{x}) \cdot \exp(-i\Omega t), \quad (7)$$

где Ω – заданная частота внешних воздействий; $\mathbf{u}^*(\mathbf{x})$ – вектор искомых амплитуд перемещений; $\mathbf{u}_0(\mathbf{x}, t)$ – кинематическое воздействие; i – комплексное число.

При этом выражение (5) преобразуется к виду

$$\begin{cases} \tilde{\lambda}_n \varphi = \lambda_n [1 - \Gamma_{\lambda_n}^C(\Omega) - i\Gamma_{\lambda_n}^S(\Omega)] \varphi \\ \tilde{\mu}_n \varphi = \mu_n [1 - \Gamma_{\mu_n}^C(\Omega) - i\Gamma_{\mu_n}^S(\Omega)] \varphi, \end{cases} \quad (8)$$

где $\Gamma_{\lambda_n}^S(\Omega)$, $\Gamma_{\lambda_n}^C(\Omega)$, $\Gamma_{\mu_n}^S(\Omega)$, $\Gamma_{\mu_n}^C(\Omega)$ – синусы и косинусы образа Фурье ядра $\Gamma_{\lambda_n}(\tau)$, $\Gamma_{\mu_n}(\tau)$.

Подстановка (7) в (1) приводит вариационное уравнение (1) к виду:

$$\begin{aligned} - \int_V \sigma_{ij}^* \delta \varepsilon_{ij} dV + \Omega^2 \int_V \rho_n \mathbf{u}^* \delta \mathbf{u}^* dV = - \int_V \mathbf{f} \delta \mathbf{u}^* dV + \\ + \int_V \rho_n \ddot{\mathbf{u}}_0 \delta \mathbf{u}^* dV - \int_{S_p} \mathbf{p}_c(\mathbf{x}) \delta \mathbf{u}^* dS, \end{aligned} \quad (9)$$

где σ_{ij}^* – комплексная амплитуда компонентов тензора напряжений; $\mathbf{u}^*(\mathbf{x})$ – искомая комплексная компонента вектора перемещений.

Использование процедуры метода конечных элементов [41] позволяет свести вариационное уравнение (9) к неоднородной системе линейных алгебраических уравнений с комплексными коэффициентами, т.е.:

$$([K] - \Omega^2[M]) \{u\} = \{f\}, \quad (10)$$

где $[K]$ – комплексная матрица жесткости системы (рис. 1); $[M]$ – матрица масс системы (рис. 1); $\{u\}$ – вектор искомых комплексных амплитуд перемещений; $\{f\}$ – вектор нагрузки от кинематических воздействий, гидростатического давления и массовых сил. Элементы $k_{ij}(\Omega)$ матрицы $[K]$ являются функциями от частоты воздействия Ω .

Сформированная система комплексных алгебраических уравнений (10) при фиксированных частотах внешних воздействий Ω решается методом Гаусса или методом квадратного корня.

Для реализации предложенной математической модели и алгоритма решения задачи разработано программное обеспечение на ЭВМ с использованием комплексной арифметики.

4 Результаты и обсуждение

Проведено исследование установившихся вынужденных колебаний проектируемой грунтовой плотины Пскемского гидроузла высотой 195 м с учетом реальной геометрии и неоднородности её конструктивных элементов.

Геометрические параметры и физико-механические характеристики материалов Пскемской плотины по проектным данным имеют следующие значения: высота – 195 м; коэффициенты верхового откоса $m_1 = 2.4$ и низового $m_2 = 2.0$; ширина гребня $b = 12.0$ м, ширина подошвы – 130.0 м.

Свойства материала ядра: модуль деформации $E_{\text{деф}} = 15$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0.32$; удельный вес грунта $\gamma = 1.7$ тс/м³; угол внутреннего трения $\varphi = 24^\circ$, сцепление грунта $c = 20$ кПа.

Свойства материала призмы: модуль деформации $E_{\text{деф}} = 95$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0.27$; удельный вес грунта $\gamma = 1.97$ тс/м³; угол внутреннего трения $\varphi = 42^\circ$; сцепление грунта $c = 7$ кПа.

Для описания вязкоупругих свойств грунта использовалось трехпараметрическое ядро релаксации А.Р. Ржаницына [42]

$$\Gamma(t) = Ae^{-\beta t}t^{\alpha-1}. \quad (11)$$

Параметры A, α, β ядра (11) для различных грунтов определены в работе [43] на основе экспериментальных данных с использованием методики [39].

Далее исследовались установившиеся вынужденные колебания системы (рис. 1) с учетом вязкоупругих свойств грунта при многокомпонентных периодических кинематических воздействиях в основании сооружения, имеющих вид:

$$\mathbf{x} \in \Sigma_u : \begin{cases} u_{10}(t) = B \exp(-i\Omega t) \\ u_{20}(t) = C \exp(-i\Omega t), \end{cases} \quad (12)$$

где B, C — амплитуда, а Ω — частота кинематического воздействия.

В результате расчетов для ряда характерных точек плотины построены амплитудно-частотные характеристики (АЧХ) перемещений (u_1, u_2) и напряжений: нормальных — σ_{11}, σ_{22} , касательных — σ_{12} , главных — σ_1, σ_2 , максимальных касательных — τ_{max} и интенсивности напряжений — σ_i . Расчеты проводились в диапазоне частот кинематического воздействия « Ω » от 1.0 до 20.0 рад/сек. В окрестности предполагаемого вязкоупругого резонанса шаг по частоте « Ω » уменьшался в 2-3 раза. Соотношение амплитуд воздействий принималось $B/C = 2.0$ (при $B = 0.01\text{м}$).

Для проверки адекватности разработанных математических моделей и точности метода решения задачи построены АЧХ перемещений (u_1, u_2) для различных точек плотины, т.е.: А ($x_1 = -7.0$ м, $x_2 = 195.0$ м) и F ($x_1 = -102.9$ м, $x_2 = 70.45$ м), без учета массовых сил, гидростатического давления воды и вязкоупругих свойств грунта (т.е. для упругих свойств грунта).

Характерной особенностью этих результатов (рис. 2) является наступление упругого резонанса при совпадении частоты внешнего воздействия « Ω » с любой из частот собственных колебаний плотины, т.е.: $\omega_1 = 0.2138$ Гц; $\omega_2 = 0.2880$ Гц; $\omega_3 = 0.3630$ Гц; $\omega_4 = 0.3649$ Гц; $\omega_5 = 0.4600$ Гц. Характерный отклик системы при совпадении частот собственных колебаний с частотой воздействия подтверждает достоверность разработанной методики при исследовании установившихся вынужденных колебаний.



Рис. 2 Амплитудно-частотные характеристики перемещений ($|u_1|, |u_2|$) точек А – (а) и F – (б) в случае учета упругих свойств грунта для Пскемской плотины: (—) горизонтальные перемещения (u_1); (—) вертикальные перемещения (u_2)

На рис. 3а показаны АЧХ горизонтальных – u_1 и вертикальных – u_2 перемещений для точки плотины – F ($x_1 = -102.9$ м, $x_2 = 70.45$ м), а на рис. 3б – АЧХ горизонтальных и вертикальных нормальных напряжений в точке F1 ($x_1 = -36.9$ м, $x_2 = 163.4$ м) Пскемской плотины, полученные с учетом вязкоупругих свойств материала и без учета массовых сил.



Рис. 3 Амплитудно-частотные характеристики перемещений – $|u_1|, |u_2|$ для точки F, и горизонтальных и вертикальных напряжений $|\sigma_{11}|, |\sigma_{22}|$ для точки F1 Пскемской грунтовой плотины с учетом вязкоупругих свойств грунта: (—) горизонтальные перемещения (u_1); (—) вертикальные перемещения (u_2); (—) напряжения – σ_{11} ; (—) напряжения – σ_{22}

Полученные результаты (рис. 3а) указывают на значительное превышение амплитуд горизонтальных перемещений по сравнению с вертикальными на первой резонансной частоте. При втором резонансе вертикальные перемещения также проявляются с существенной амплитудой. Это объясняется характером собственных форм колебаний плотины: первая форма соответствует преимущественно сдвигу центрального сечения, а вторая – вертикальным деформациям сооружения.

Анализ АЧХ напряжений (рис. 3б) показывает, что наибольшие амплитуды в точках плотины возникают при совпадении частоты воздействия Ω с первой собственной частотой, а также с другими частотами плотного спектра в диапазоне между ω_3 – ω_4 . Это объясняется близостью собственных частот к частоте внешнего воздействия, вследствие чего их наложение формирует единый резонансный пик с большой амплитудой. Таким образом, для данной плотины наиболее опасными является воздействия на частоте $\Omega = \omega_1$, а также в частотном диапазоне между ω_3 и ω_4 .

Дополнительно исследовано распределение главных нормальных и максимальных касательных напряжений в теле плотины при установившихся вынужденных колебаниях на различных частотах Ω : дорезонансных, окolorезонансных и зарезонансных.

В ходе анализа выявлены критические зоны сооружения, в которых возникают наибольшие концентрации напряжений.

Далее на рис. 4 представлены изолинии коэффициента запаса прочности K в сечении Пскемской плотины. Расчет выполнен на основе теории Кулона-Мора [44] с учетом вязкоупругих свойств грунта (без учета массовых сил) при частоте воздействия Ω , находящейся в диапазоне между первой и второй резонансными частотами. Приняты следующие критерии оценки состояния сооружения:

- $K > 1$ – грунт находится в допредельном состоянии и обладает запасом прочности;
- $K = 1$ – состояние предельного равновесия;
- $K < 1$ – прочность грунта нарушена, формируется зона неустойчивости.

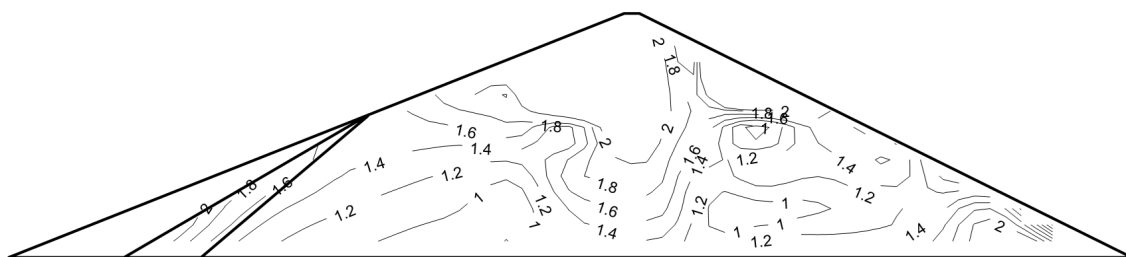


Рис. 4 Изолинии распределения равных значений коэффициента запаса прочности K в сечении Пскемской плотины, полученные при частоте воздействия Ω , расположенных между первой и второй резонансной частотой с учетом вязкоупругих свойств грунта и без учета массовых сил

Анализ результатов (рис. 4) показывает, что при данной частоте воздействия наименьшим запасом прочности обладают участки верховой и низовой призм. Остальные зоны сооружения характеризуются достаточной прочностью.

5 Заключение

1. Представлен подробный обзор научных работ, посвященных современному состоянию исследований в области оценки напряженно-деформированного состояния и динамического поведения плотин различных типов.

2. Разработаны математическая модель, численный метод, алгоритмы и программное обеспечение для оценки динамики грунтовых плотин в условиях плоской деформации с учетом их конструктивной неоднородности и вязкоупругих свойств грунта при стационарных кинематических воздействиях.

3. Исследованы установившиеся вынужденные колебания высокой грунтовой Пскемской плотины в резонансных режимах с учетом неоднородности её структуры и реологических свойств материалов.

4. Определены максимальные амплитуды колебаний и выявлены критические зоны сооружения с точки зрения концентрации напряжений при различных резонансных частотах.

5. На основе теории прочности Кулона-Мора проведена оценка состояния плотины в широком диапазоне частот. Рассчитаны коэффициенты запаса прочности для всего тела сооружения при действии стационарных кинематических воздействий в основании на частотах, близких к резонансным

Литература

- [1] *Глаговский В.Б., Финагенов О.М.* Оценка безопасности грунтовых гидротехнических сооружений при землетрясении // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 2000. – Т. 238. – С. 28–33.
- [2] *Красников Н.Д.* Сейсмостойкость гидротехнических сооружений из грунтовых материалов. М.: Энергоиздат, – 1981. – 240 с.
- [3] *Ахмедов М.А.* Землетрясение, последствия и защита. Ташкент: ТашГТУ, – 2016. – 387 с.
- [4] *Ахмедов М.А., Салямova К.Дж.* Анализ и оценка повреждений гидротехнических сооружений. Ташкент: Фан ва технология, – 2016. – 160 с.
- [5] *Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н.* Статика и динамика грунтовых плотин. М.: Энергоиздат, – 1983. – 256 с.
- [6] *Константинов И.А.* Динамика гидротехнических сооружений. Часть 2. Л.: Издательство ЛПИ, – 1976. – 196 с.
- [7] *Ломбардо В.Н.* Статический расчет грунтовых плотин. М.: Энергия, – 1983. – 200 с.
- [8] *Ляхтер В.М., Иващенко И.Н.* Сейсмостойкость грунтовых плотин. М.: Наука, – 1986. – 233 с.
- [9] *Мирсаидов М.М.* Теория и методы расчета грунтовых сооружений на прочность и сейсмостойкость. Ташкент: Фан, – 2010. – 312 с.
- [10] *Напетваридзе Ш.Г.* Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. М.: Госстройиздат, – 1959. – 218 с.
- [11] *Окамото Ш.* Сейсмостойкость инженерных сооружений. М.: Стройиздат, 1980. – 324 с.
- [12] *Рассказов Л.Н., Бестужева А.С.* Сейсмостойкость грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. – 1997. – № 3. – С. 13–19.
- [13] *Мирсаидов М.М., Султанов Т.З.* Оценка динамической прочности грунтовых плотин с учетом нелинейного деформирования. Ташкент: Адабиёт учқунлари, – 2018. – 258 с.
- [14] *Gordan B., Adnan A.* Excellent performance of earth dams under resonance motion using isolator damping layer // Shock and Vibration. – 2014. doi: <http://dx.doi.org/10.1155/2014/432760>
- [15] *Arbain A. et al.* Vibration analysis of Kenyir dam power station structure using a real scale 3D model // Civil and Environmental Engineering Reports. – 2019. – Vol. 29. – No. 3. – P. 48–59. doi: <http://dx.doi.org/10.2478/ceer-2019-0023>
- [16] *Jafari M.K., Davoodi M.* Dynamic characteristics evaluation of Masjed-Soleiman embankment dam using forced vibration test // 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, – 2004. – Paper No. 2218.
- [17] *Inaudi J.A. et al.* Foundation flexibility effects on the seismic response of concrete gravity dams. – 2000. – P. 1–16.
- [18] *Cantieni R.* Assessing a dam's structural properties using forced vibration testing // Proceedings. – 2001. – P. 1001–1006.
- [19] *Lo E., Pelecanos A., Pepper A.* Comparison of shear-beam and dynamic finite-element modal analysis of earth dams // ICE Publishing. – 2018. doi: <http://dx.doi.org/10.1680/sdar.64119.103>
- [20] *Ike C.C.O.* Classical analysis of the shear vibration characteristics of an embankment dam // Nigerian Journal of Technology. – 2008. – Vol. 27. – No. 1.
- [21] *Tarinejad R., Ahmadi M.T., Harichandran R.S.* Full-scale experimental modal analysis of an arch dam // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2014. – Vol. 61–62. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.020>

- [22] *Sevim B., Altunışık A.C.* Determination of natural frequencies of arch dams based on reservoir levels using ambient and forced vibration tests // Civil Engineering Research Journal. – 2018. – Vol. 3. – No. 5. doi: <http://dx.doi.org/10.19080/CERJ.2018.03.555623>
- [23] *Silveira I.V., Pedroso L.J.* Analysis of natural frequencies and modes of vibration involving dam-reservoir-foundation interaction // Third International Dam World Conference. – 2018.
- [24] *Zimmaro P., Ausilio E.* Numerical evaluation of natural periods and mode shapes of earth dams for probabilistic seismic hazard analysis // Geosciences. – 2020. – Vol. 10. – P. 1–11. doi: <http://dx.doi.org/10.3390/geosciences10120499>
- [25] *Ebrahimian B., Noorzad A.* Numerical earthquake response analysis of earth dams // Proceedings. – 2017. – P. 805–817. doi: <http://dx.doi.org/10.3217/978-3-85125-564-5-109>
- [26] *Hasani N., Ghanbari A., Hosseini S.A.A.* Analytical estimation of natural frequency in earth dams considering foundation effects // Numerical Methods in Civil Engineering. – 2016. – Vol. 1. – No. 1. – P. 7–13. doi: <http://dx.doi.org/10.29252/nmce.1.1.7>
- [27] *Hazwan M. et al.* Prediction of the flow-induced vibration response of the Chenderoh dam // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 217. – 01001. doi: <http://dx.doi.org/10.1051/mateconf/201821701001>
- [28] *Xia D., Liu Y., Liu J.* Dynamic characteristics of soil-rockfill dam interaction system based on soil nonlinearity. – 2015. doi: <http://dx.doi.org/10.11817/j.issn.1672-7207.2015.09.043>
- [29] *Ariyan M., Habibagahi G., Nikooee E.* Seismic response of earth dams considering dynamic properties of unsaturated zone // E3S Web of Conferences. – 2016. – Vol. 9. – 08002. doi: <http://dx.doi.org/10.1051/e3sconf/20160908002>
- [30] *Li Q. et al.* Dynamic characteristics of tailings dam with geotextile tubes under seismic load // Reviews on Advanced Materials Science. – 2021. doi: <http://dx.doi.org/10.1515/rams-2021-0046>
- [31] *Raja M., Maheshwari B.* Behaviour of earth dam under seismic load considering soil nonlinearity // Open Journal of Civil Engineering. – 2016. – Vol. 6. – No. 2. – P. 75–83. doi: <http://dx.doi.org/10.4236/ojce.2016.62007>
- [32] *Lo E., Pelecanos L.* Building dams on rock or soft soil – frequency-domain analysis of dam-foundation interaction // Proceedings of the 20th BDS Conference. – 2018. doi: <http://dx.doi.org/10.1680/sdar.64119.113>
- [33] *Mirsaidov M.M., Toshmatov E.S.* Spatial stress state and dynamic characteristics of earth dams // Magazine of Civil Engineering. – 2019. – Vol. 89. – No. 5. – P. 3–15. doi: <http://dx.doi.org/10.18720/MCE.89.1>
- [34] *Khusanov B., Khaydarova O.* Stress-strain state of earth dam under harmonic effect // E3S Web of Conferences. – 2019. – Vol. 97. – 05043. doi: <http://dx.doi.org/10.1051/e3sconf/20199705043>
- [35] *Sultanov T.Z. et al.* Strength assessment of earth dams // MATEC Web of Conferences. – 2019. – Vol. 265. – 04015. doi: <http://dx.doi.org/10.1051/mateconf/201926504015>
- [36] *Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z., Yarashov J.A.* Strength of earth dams considering elastic-plastic soil properties // Magazine of Civil Engineering. – 2021. – Vol. 108. – No. 8. doi: <http://dx.doi.org/10.34910/MCE.108.13>
- [37] *Sultanov T.Z., Khodzhaev D.A., Mirsaidov M.M.* Assessment of dynamic behavior of heterogeneous systems considering nonlinear viscoelastic soil properties // Magazine of Civil Engineering. – 2014. – Vol. 45. – No. 1. – P. 80–89.
- [38] *Чугаев Р.Р.* Гидравлика. – Л.: Энергоиздат, – 1982. – 203 с.

- [39] Колтунов М.А., Кравчук А.С., Майборода В.П. Прикладная механика деформируемого твердого тела. М.: Высшая школа, – 1983. – 349 с.
- [40] Ильюшин А.А., Победря Б.Е. Основы математической теории термовязкоупругости. М.: Наука, – 1970. – 280 с.
- [41] Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и МКЭ. М.: Стройиздат, – 1982. – 448 с.
- [42] Rzhantsyn A.R. Creep Theory. M.: Stroyizdat, – 1968. – 416 p.
- [43] Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z. Use of linear heredity theory of viscoelasticity for dynamic analysis of earthen structures // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2013. – Vol. 49. – No. 6. – P. 250–256. doi: <http://dx.doi.org/10.1007/s11204-013-9198-8>
- [44] Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. М.: Высшая школа, – 1981. – 317 с.

UDC 627.8:624.9:534.1

EVALUATION OF THE STRENGTH OF EARTHEN DAMS UNDER MULTICOMPONENT KINEMATIC LOADS

^{1,2*}Mirsaidov M.M., ^{1,2}Toshmatov E.S., ¹Ishmatov A.N., ^{1,2}Yarashov J.A.,
¹Urinov B.Kh.

*theormir@mail.ru

¹"Tashkent Institute of Irrigation and Agricultural Mechanization Engineers" National Research University, 39, Kari Niyazi Str., Tashkent, 100000 Uzbekistan;

²Institute of Mechanics and Seismic Stability of Structures named after M.T. Urazbaev Uzbekistan Academy of Sciences, 33, str. Durman yuli, Tashkent, 100125 Uzbekistan.

This article presents a detailed analysis of the current state of research on the evaluation of the stress-strain state and dynamic behavior of earthen dams (under plane strain conditions), taking into account the heterogeneity of structural features and the viscoelastic properties of the soil.

A mathematical model has been developed to assess the dynamic behavior of earthen dams based on the principle of possible displacements in combination with D'Alembert's principle, which accounts for the viscoelastic behavior of soil using the Boltzmann–Volterra hereditary theory. The problems are solved using a finite element method procedure based on complex arithmetic.

The study examines the steady-state forced vibrations of the Pskem earthen dam (195 m high) under various resonance modes of vibration. It has been established that the maximum stress amplitudes in the dam body occur not only at the first resonance frequency but also in the dense high-frequency spectrum region. Using Coulomb–Mohr strength theory, the structural strength of the dam was evaluated: safety factors were calculated for various sections of the dam body, and the most critical sections of the structure were identified at external excitation frequencies close to the resonance frequencies.

Keywords: earth dam, steady-state forced vibrations, stress-strain state, resonance mode, viscoelastic properties of soil, amplitude-frequency response.

Citation: Mirsaidov M.M., Toshmatov E.S., Ishmatov A.N., Yarashov J.A., Urinov B.Kh. 2026. Evaluation of the strength of earthen dams under multicomponent kinematic loads. *Problems of mechanics*. 2(36):13–24.