



УДК: 624.131

DOI: 10.48612/NewsKSUAE/76.5

EDN: EDEWAT

Особенности деформирования слоистого грунтового массива. Обзор литературы.

И.В. Королева¹, А.Э. Гирфанова¹

¹Казанский государственный архитектурно-строительный университет
г. Казань, Российская Федерация

Аннотация. *Постановка задачи.* Классические методы механики грунтов предполагают плавное изменение напряжений по глубине и непрерывность перемещений на границах инженерно-геологических слоёв. Однако реальные разрезы часто характеризуются резким контрастом механических и фильтрационных свойств соседних слоёв, что приводит к локализации сдвигов, скачкам напряжений и перераспределению порового давления. Цель работы – определить перспективы развития экспериментальных и теоретических исследований осадки слоистого грунтового основания. Задачами являются: анализ работ отечественных и зарубежных исследователей для систематизации и обобщения экспериментальных и теоретических данных о деформировании слоистых грунтовых массивов, а также выявление взаимосвязей между подходами, развивавшимися в разное время и для разных задач.

Результаты. Проанализированы три группы работ: физическое моделирование на лотках и штампах, лабораторные испытания слоистых образцов в стабилометрах и сдвиговых приборах, а также теоретические модели – от аналитических решений с идеальным контактом до интерфейсных элементов и гидромеханических моделей. Обобщены данные о скачках напряжений на контактах, влиянии порядка напластования и мощности слоёв на осадки, фильтрации воды через контакт, анизотропии прочности, снижении сцепления на контакте и деградации прочности при длительном нагружении. Установлены взаимосвязи: скачки напряжений описываются параметрами проскальзывания, фильтрационные эффекты – моделями с гидравлическим сопротивлением контакта, а снижение сцепления получает микроструктурное обоснование в модели «базис-скол».

Выводы. Зона контакта представляет собой самостоятельную механическую и фильтрационно-деформационную систему. Модели идеального контакта дают неконсервативный прогноз, завышая жёсткость и несущую способность. Отсутствие стандартизованных методик прямого определения жёсткостных и гидравлических параметров контактов ограничивает применение существующих моделей в инженерной практике.

Ключевые слова: слоистое основание, контактная зона, скачок напряжений, интерфейсные элементы, гидравлическое сопротивление, анизотропия

Для цитирования: Королева И.В., Гирфанова А.Э. Особенности деформирования слоистого грунтового массива. Обзор литературы // Известия КГАСУ, 2026, № 2 (76), с. 58-87, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/76.5, EDN: EDEWAT

Features of deformation of a layered soil mass. Literature review.

I.V. Koroleva¹, A.E. Girfanova¹

¹Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation

Abstract. *Problem statement.* Classical methods of soil mechanics assume a smooth change in stresses with depth and continuity of displacements at the boundaries of engineering-geological

layers. However, real sections are often characterized by a sharp contrast in mechanical and filtration properties of adjacent layers, which leads to localization of shear, stress jumps and redistribution of pore pressure. The aim of this work is to determine the prospects for the development of experimental and theoretical research into the settlement of layered soil foundations. The tasks include analyzing the work of domestic and foreign researchers to systematize and synthesize experimental and theoretical data on the deformation of layered soil masses, as well as identifying interrelationships between approaches developed at different times and for different purposes.

Results. Three groups of works were analyzed: physical modeling on trays and stamps, laboratory tests of layered samples in triaxial and shear devices, and theoretical models – from analytical solutions with ideal contact to interface elements and hydromechanical models. We summarized the data on: vertical stress jumps at contacts; influence of bedding order and layer thickness on settlements; water filtration through the contact; anisotropy of strength properties; reduction of adhesion at the contact; and degradation of strength under long-term loading. Relationships between experimental observations and theoretical models are established: stress jumps are described by slip parameters, filtration effects are reproduced by models with hydraulic contact resistance, and the reduction of adhesion receives a microstructural justification in the «basis-cleavage» model.

Conclusions. The contact zone is an independent mechanical and filtration-deformation system. Ideal contact models give a non-conservative forecast, overestimating stiffness and bearing capacity. The absence of standardized methods for direct determination of stiffness and hydraulic parameters of contacts limits the application of existing models in engineering practice.

Keywords: layered soil foundation, contact zone, stress jump, interface elements, hydraulic resistance, anisotropy

For citation: Koroleva I.V., Girfanova A.E. Features of deformation of a layered soil mass. Literature review // News of KSUAE, 2026, № 2 (76), p. 58-87, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/76.5, EDN: EDEWAT

1. Введение

Слоистое основание – одно из наиболее распространённых, но и наименее предсказуемых объектов инженерной геотехники [1–3]. Оно представляет собой напластование грунтов, различающихся составом, состоянием и механическими свойствами, в пределах тела фундамента и его сжимаемой толщи [4–6], а также при устройстве глубоких котлованов [7–9]. Следует отметить, что инженерно-геологические элементы, слагающие основание, активно изучаются [10–12]. Традиционные методы расчёта [13, 14], включая работы К. Терцаги¹, Н.А. Цытовича² и В.А. Флорина³, предполагают плавное изменение напряжений по глубине, непрерывность перемещений на границах слоёв и идеальный гидравлический контакт между ними. Однако эти допущения не выполняются на контактах слоёв с резким контрастом свойств, о чем свидетельствуют данные мониторинга [15–17]. Исследования поведения модели слоистого основания [18–20] показывают, что на таких границах локализуются сдвиговые деформации, возникают скачки напряжений и перераспределяется поровое давление. Игнорирование этих эффектов приводит к ошибкам в прогнозе осадок и несущей способности в 1,5–4 раза [21–23], что ставит под сомнение применимость классических подходов для контрастных слоистых массивов.

В последние десятилетия сформировались три взаимодополняющих направления исследований: физическое моделирование в лотках [18–20, 24] и под штампами [25, 26], с

¹ Терцаги К. Строительная механика грунта. М. : Госстройиздат, 1933, 392 с.

Terzaghi K. Soil Mechanics in Engineering Practice. Moscow : Gosstroyizdat, 1933, 392 p.

² Цытович Н.А. Механика грунтов: полный курс. М. : Издательская группа URSS, 2026, 640 с.

Tsytovich N.A. Soil Mechanics. Moscow : Editorial URSS, 2026, 640 p.

³ Флорин В.А. Основы механики грунтов. М. : Госстройиздат, 1959, 356 с.

Florin V.A. Fundamentals of Soil Mechanics. Moscow : Gosstroyizdat, 1959, 356 p.

помощью центрифуг [27] и мелкомасштабных моделей [28], лабораторные испытания слоистых образцов в трехосных [30, 31] и сдвиговых приборах [32–34], а также теоретические модели – от аналитических решений до численных интерфейсных элементов и гидромеханических моделей. Каждое из этих направлений развивалось в значительной степени самостоятельно, поэтому возникает необходимость установления взаимосвязей между ними.

На рисунке 1 представлена схема слоистого основания пример определения геологических условий по данным статического зондирования (СЗТ) на котором по графику лобового сопротивления скачком выделяются контактные зоны между инженерно-геологическими слоями (ИГЭ). Именно в этих зонах, происходят скачки напряжений, локализация сдвигов и перераспределение порового давления.

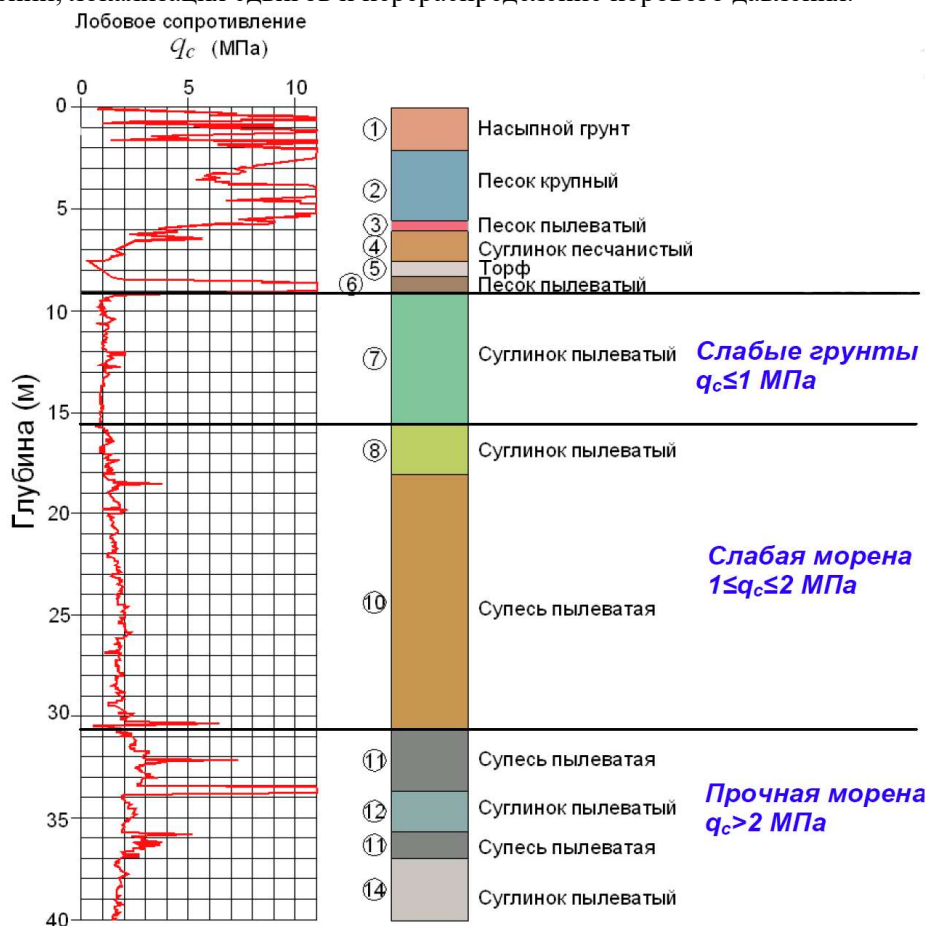


Рис.1 Пример определения геологических условий по данным статического зондирования (СЗТ) (иллюстрация авторов)

Fig.1 Example of determining geological conditions based on static sounding (CPT) data (illustration by the authors)

Цель работы – определить перспективы развития экспериментальных и теоретических исследований осадки слоистого грунтового основания. Задачами являются:

- 1) анализ работ отечественных и зарубежных исследователей для систематизации и обобщения экспериментальных и теоретических данных о деформировании слоистых грунтовых массивов с акцентом на зону контакта слоёв как на самостоятельный физический объект;
- 2) выявление взаимосвязей между подходами оценки напряженно-деформированного состояния слоистого массива, развивавшимися в разное время и для разных задач.

2. Материалы и методы

Для проведения обзора использованы базы данных Web of Science, Scopus, Elibrary и Google Scholar. Поиск осуществлялся по ключевым словам: «layered soil foundation»,

«soil–soil interface», «interfacial shear strength», «direct shear test», «hypoplastic interface model», «numerical simulation of layered base», «contact friction angle», «damage model of interface», «слоистое основание», «контакт слоёв», «интерфейсные элементы», «прямой сдвиг», «гидромеханические модели». Глубина поиска охватывала период с 1933 по 2026 год.

Отбирались публикации, содержащие результаты экспериментальных или теоретических исследований поведения слоистого основания и контакта между слоями дисперсных грунтов, а также работы, в которых предлагались или верифицировались интерфейсные модели. Из 150 первоначально найденных источников после удаления дублей и публикаций, не соответствующих тематике, отобрано 106 (из них около 50 % – зарубежные издания, индексируемые в Scopus и Web of Science).

Количественные характеристики приведены в международных единицах измерения: напряжения – в МПа или кПа, перемещения и осадки – в мм, углы – в градусах. Все методы испытаний описаны настолько подробно, насколько это необходимо для их идентификации и воспроизведения. Лабораторные испытания грунтов выполнялись по ГОСТ 12248.3–2020, штамповые – по ГОСТ 20276.1–2020; кольцевой сдвиг применялся по стандарту ASTM D6467 (упоминается в тексте). Методика одноплоскостного среза по контакту «конструкция–грунт», предложенная Исаевым и Шарафутдиновым [25], и её адаптация для природных контактов «грунт–грунт» (Сидоров и Алмакаева [35]) позволяют определять прочностные параметры c_{contact} и φ_{contact} . Испытания с постоянной нормальной жёсткостью (CNS) [36] дают возможность измерить реакцию контакта в условиях, когда нормальное напряжение возрастает пропорционально дилатансии, что ближе к реальной работе слоистого основания.

Важным методическим вкладом является обзор Yin и соавторов [37], в котором проанализированы многочисленные экспериментальные исследования песчано-глинистых систем, выполненные на приборах прямого среза. Авторы выделяют ключевые факторы, влияющие на результаты: гранулометрический состав, плотность сложения, нормальное давление, скорость сдвига и шероховатость поверхности раздела. Отмечено, что зона локализации деформаций в таких системах часто формируется не по фиксированной границе, а в пределах тонкого переходного слоя переменного состава. Для повышения воспроизводимости результатов Yin, Liu, Vasilescu, Di Filippo и Othmani [38] предложили детализированную процедуру приготовления песчано-глинистых образцов, включающую послойную укладку с контролируемой влажностью и плотностью, а также фиксацию границы раздела, предотвращающую неконтролируемое смещение до начала испытаний, что особенно важно для воспроизведения контактов между слоями с разной крупностью частиц, например, в системах «песок–глина» или «гравий–глина».

Статистическая обработка результатов исследований не проводилась, так как работа является обзорной. Анализ проведён методом систематического сопоставления: для каждой экспериментально выявленной особенности прослежены соответствующие теоретические модели и установлены взаимосвязи.

3. Результаты и обсуждение

Теоретическое описание слоистого основания прошло путь от простых аналитических решений, предполагающих идеальный (непрерывный) контакт между слоями, до сложных интерфейсных и гидромеханических моделей, учитывающих проскальзывание, отрыв и сопротивление фильтрации на границе раздела.

Аналитические решения с идеальным контактом.

Классические решения Д.М. Бурмистра [39] для двух и трёхслойных упругих систем под осесимметричной нагрузкой показали, что тип граничных условий (полное сцепление или отсутствие трения) качественно меняет распределение напряжений. Метод линейно-деформируемого слоя К.Е. Егорова [40] ввёл параметр относительной толщины $H/b > 2,5$, при котором влияние жёсткого подстилающего слоя на осадку становится пренебрежимо малым – этот порог впоследствии был подтверждён экспериментально для несущей способности [24, 41]. Численно-аналитический метод

функций Грина Н.С. Маркова [42] позволил вычислять напряжения на любых границах с погрешностью менее 0,04 % для систем, содержащих до ста слоёв.

В монографии Айзиковича с соавторами [43] систематически изложены методы решения статических контактных задач для неоднородных (в том числе слоистых) оснований с использованием интегральных уравнений и асимптотических подходов. Александров и Пожарский [44] развили трёхмерные контактные задачи для упругих слоистых сред, предложив метод нелинейных граничных интегральных уравнений для определения неизвестной области контакта с учётом трения и возможности отслоения. Бородачев [45] получил точное аналитическое решение для упругого слоя с произвольной неоднородностью свойств по глубине; показано, что в случае резкой границы (скачкообразного изменения модулей) ядро интегрального уравнения приобретает особенности, которые могут быть интерпретированы как контактные условия. Чебаков с Колосовой [46] развили интегральные уравнения первого рода для трёхслойных оснований и трёхслойных полос, заложив в ядра условия жёсткого соединения слоёв (равенство перемещений и напряжений). Эти решения служат эталоном для верификации численных методов, однако, как и другие модели идеального контакта [39, 47], они не учитывают возможность проскальзывания на границах раздела, что ограничивает их прямое применение к дисперсным грунтам.

Для N-слоистого гравитационного массива с идеальными контактами Цветковым [47] получено замкнутое аналитическое решение. Вертикальные перемещения в n-м слое описываются выражением:

$$v_T(y) = C_n - \frac{gy^2\rho_n}{2(\lambda_n + 2\mu_n)} + y \left(\frac{gy^2\rho_n}{\lambda_n + 2\mu_n} + \sum_{j=1}^{n-1} \frac{gh_{j+1}(-\rho_j + \rho_{j+1})}{\lambda_n + 2\mu_n} \right) \quad (1)$$

где y — координата по глубине, м; C_n — постоянная интегрирования, определяемая из условий непрерывности перемещений на контактах, м [45]; g — ускорение свободного падения м/с²; ρ_n — плотность n-го слоя кг/м³; λ_n , μ_n — параметры Ламе, Па; h_j — толщина слоя, м. На границах слоёв с разными модулями упругости возникают скачки деформаций и напряжений. Это предсказание качественно согласуется с экспериментальными данными [18], однако количественное расхождение достигает 30–60 % при нагрузке 0,6 МПа, поскольку в модели отсутствует возможность проскальзывания. На рисунке 2 показана схема идеального контакта: перемещения на границе слоёв непрерывны, напряжения передаются полностью. В реальных дисперсных грунтах это условие часто нарушается, что ограничивает применимость модели.

Решения для анизотропных оснований С.Г. Кудрявцева и Ю.М. Булдаковой [48] показали, что учёт анизотропии даёт меньшие значения вертикальных напряжений на контактах по сравнению с изотропной моделью, а горизонтальные напряжения могут менять знак. Дискретно-блочные модели, предложенные А.Б. Цветковым и В.Н. Фряновым [47], а также А.И. Чанышевым и О.Е. Белоусовой [49], качественно предсказывают скачки напряжений, но количественно занижают их, поскольку не учитывают возможность взаимного смещения слоёв.

В более поздней работе Цветкова и Фрянова [50] метод синтеза краевых задач был распространён на моделирование прорастания трещины, зародившейся на контакте слоёв. Введением функции сопряжения, имитирующей частичное нарушение сцепления, авторы показали, что трещина длиной около 110 м формирует обширную зону растяжения над кровлей выработки — эффект, качественно совпадающий с данными физического моделирования [18–20], где при верхнем слабом слое зона предельного равновесия развивалась в подстилающем грунте. Однако в модели [50] контактные условия остаются идеальными (непрерывность перемещений) до момента зарождения трещины, тогда как эксперименты [18, 20] и лабораторные исследования [32] показывают, что проскальзывание на границе начинается задолго до макроразрушения. Чанышев и Белоусова [51] в модели блочной среды с периодическим изменением модуля сдвига и предела текучести аналитически показали, что на контактах между блоками возникают осцилляции напряжений, ведущие к локальному разупрочнению. Амплитуда этих

осцилляций тем выше, чем больше контраст свойств соседних блоков – что перекликается с выводом Кудрявцева и Булдаковой [48] о влиянии анизотропии на горизонтальные напряжения и с лабораторными данными [52, 53] о разнице прочности вдоль и поперёк слоистости. Наиболее общий континуальный подход к описанию неидеального контакта предложен Никитиным [54], который вводит распределённые скорости скольжений и отслоений с учётом вязкого трения. Такая постановка сохраняет упругий дифференциальный оператор и позволяет моделировать зоны скольжения и отслоения как непрерывный процесс, что качественно согласуется с экспериментами Вишнякова [55] по изменению формы поверхности скольжения в анизотропном основании. Однако, параметры контакта (коэффициент трения, вязкость) не имеют прямой лабораторной методики определения для дисперсных грунтов и требуют калибровки – аналогично параметрам δ_x, δ_z в модели Han Zejun [56].

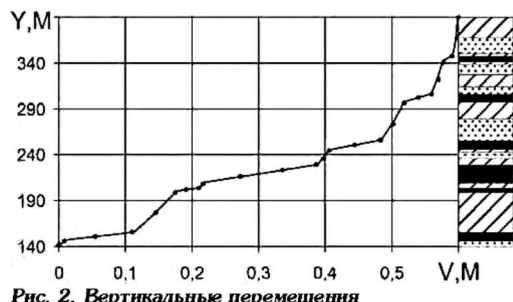


Рис. 2. Вертикальные перемещения

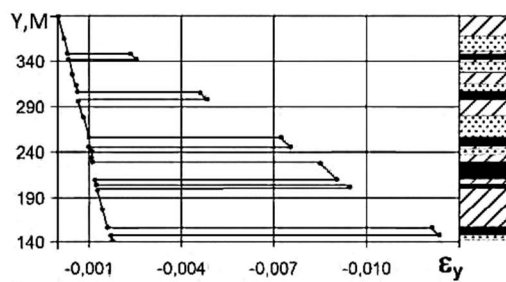


Рис. 3. Вертикальные деформации

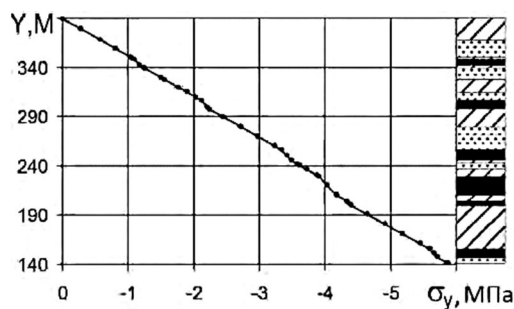
Рис. 4. Напряжения σ_y , МПа

Рис. 2 Вертикальные перемещения, деформации и напряжения для свиты угольных пластов при действии гравитации [47]

Fig. 2. Vertical movements, deformations, and stresses in the seams of inclined strata under the influence of gravity [47]

Результаты [51, 57] служат независимым обоснованием необходимости интерфейсных элементов [58–60] для расчёта любых конструкций, пересекающих границу слоёв (свай, шпунтов, колонн). Игнорирование контактных условий приводит к недооценке изгибающих моментов в свае на 50–100%.

Модели консолидации с идеальным гидравлическим контактом.

В задачах фильтрационной консолидации классические методы пространства состояний [61–63] предполагают идеальный гидравлический контакт (непрерывность порового давления и скорости фильтрации). Метод пространства состояний для несимметричной задачи консолидации Био в многослойных пористых средах [61] сводит систему уравнений к матричному дифференциальному уравнению:

$$\frac{dX}{dz} = A \cdot X, X(h) = \exp(Ah) \cdot X(0) = T \cdot X(0) \quad (2)$$

где X – вектор состояния, компоненты: перемещения — м, напряжения — кПа, поровое давление — кПа, скорость фильтрации — м/с; A – матрица коэффициентов, $1/м$; T – матрица переноса для слоя толщиной h ; z, h — координата и толщина слоя, м. Степень консолидации U зависит от параметра анизотропии проницаемости $\gamma = k_h/k_v$ [62, 63]; увеличение γ (облегчение горизонтального оттока воды) ускоряет диссипацию порового давления, но не влияет на конечную осадку. Однако эксперименты с водонасыщенными слоями [19] показали, что время полной диссипации порового

давления в 4–6 раз больше расчётного, а поровая вода фильтруется через контакты в вышележащие слои. Это расхождение стимулировало появление гидромеханических моделей с сопротивлением контакта. Водонасыщенный слой превращает контакт в фильтрационно-деформационную систему. Игнорирование гидравлического сопротивления контакта (модели с идеальным дренированием) завышает скорость консолидации в 4–6 раз.

Это расхождение устраняется гидромеханическими моделями Xie и Wen [64–66], которые вводят гидравлическое сопротивление контакта через параметры R_ω (коэффициент передачи) и η_ω (коэффициент распределения потока). Следовательно, именно сопротивление фильтрации на границе, а не только свойства слоёв, определяет реальную скорость консолидации, что подтверждается результатами испытаний [27].

Интерфейсные модели неидеального механического контакта.

Для учёта реальной податливости границы разработан класс интерфейсных моделей. Элемент Гудмана [58] представляет контакт нулевой толщины в виде системы невесомых пружин с нормальной k_n и касательной k_s жёсткостями:

$$\sigma_n = k_n \cdot \Delta u_n, \tau = k_s \cdot \Delta u_s \quad (3)$$

где σ_n, τ — нормальное и касательное напряжения, кПа; k_n, k_s — нормальная и касательная жёсткости, кПа/м; $\Delta u_n, \Delta u_s$ — относительные перемещения, м

Нормальная жёсткость k_n определяет, насколько велико будет взаимное проникновение (или отрыв) слоёв при заданном нормальном напряжении; касательная жёсткость k_s — сопротивление сдвигу до начала скольжения. При достижении предела прочности по Кулону начинается скольжение:

$$\tau \leq c_{\text{contact}} + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\text{contact}} \quad (4)$$

где τ, σ_n — касательное и нормальное напряжения, кПа; c_{contact} — сцепление на контакте, кПа; φ_{contact} — угол внутреннего трения контакта, град.

На рис. 3 показана схема элемента Гудмана: два узла соединены нормальной и касательной пружинами. При достижении предела прочности по Кулону начинается скольжение. Элемент Гудмана позволяет описать скачки напряжений, зафиксированные в опытах [18], при условии правильного подбора k_n и k_s . Однако его недостатком является появление сингулярностей напряжений в угловых точках, что стимулировало развитие тонкослойных элементов.

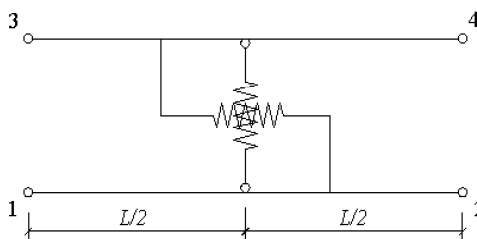


Рис. 3 Схема интерфейсного элемента Гудмана [58]

Fig. 3 Diagram of the Goodman interface element [58]

Тонкослойный элемент Десаи [59] моделирует контакт как физический слой конечной толщины t с трансверсально-изотропными свойствами, устраняя сингулярности напряжений и позволяя учесть дилатансию и накопление повреждений:

$$\{d\sigma\} = [C]_i \cdot \{d\varepsilon\}, [C]_i = \begin{bmatrix} [C_{nn}]_i & [C_{ns}]_i \\ [C_{sn}]_i & [C_{ss}]_i \end{bmatrix}, [C^e]_i = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & 0 \\ C_2 & C_1 & 0 \\ 0 & 0 & G_i \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$C_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}, C_2 = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

где $\{d\sigma\}$ — вектор приращений напряжений; $\{d\varepsilon\}$ — вектор приращений деформаций; $[C]_i$ — определяющая матрица (матрица жёсткости) тонкослойного элемента; $[C_{nn}]_i, [C_{ss}]_i$ и $[C_{ns}]_i, [C_{sn}]_i$ — компоненты матрицы, отвечающие за

нормальные и сдвиговые деформации (связь между ними обычно не учитывается из-за сложности определения).

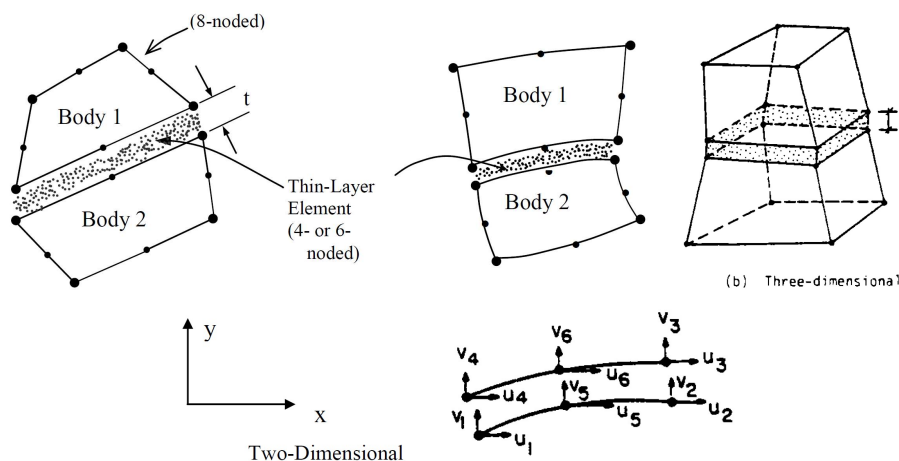


Рис. 4 Тонкослойный элемент Десаи [59]

Fig. 4 Desai thin-layer element [59]

Альтернативный подход, основанный на введении контактного слоя конечной толщины, развит в работах Андреева, Турусова и Цыбина [67, 68]. Здесь контактная зона моделируется как трансверсально-изотропная среда из коротких упругих стержней, не связанных между собой в плоскости слоя. Такая модель передаёт только нормальные и касательные напряжения, устраняет сингулярности напряжений в угловых точках (проблему, присущую элементу Гудмана [58]) и позволяет имитировать переходный слой между грунтами (например, супесь между песком и глиной). Цыбин [68] реализовал этот подход в программном комплексе ЛИРА, показав, что без контактного слоя касательные напряжения в угловых точках стремятся к бесконечности при измельчении сетки, тогда как введение слоя конечной толщины даёт сходящиеся результаты. Балафендиева [69] применила аналогичную конечно-элементную модель с контактным слоем для анализа подпорных стен, опор мостов и тоннелей в слоистых водонасыщенных грунтах. Установлено, что учёт контактного слоя с законом трения Кулона снижает расчётные напряжения в 3–4 раза по сравнению с моделью идеального сцепления, а основные зоны пластических деформаций и разрушения локализуются именно на контактах между слоями. Указанные результаты количественно согласуются с данными физического моделирования Сиразиева [20] о скачках напряжений в 1,7–2,9 раза: конечная податливость контакта объясняет наблюдаемое перераспределение усилий.

Пружинная модель Лиу и Пана [60] сводит параметры тонкого слоя к эквивалентным жёсткостям:

$$k_r = \frac{E}{2(1+\nu)h} = \frac{G}{h}, k_z = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)h}{E(1-\nu)} \quad (6)$$

где E и ν — модуль Юнга, Па и коэффициент Пуассона материала тонкого слоя (interlayer); h — толщина этого слоя, м; $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, Па — модуль сдвига;

k_r — касательная (горизонтальная) жёсткость интерфейса (Н/м³);

k_z — нормальная (вертикальная) жёсткость интерфейса (Н/м³).

Наиболее прямым инструментом для количественного воспроизведения скачков напряжений, зафиксированных в экспериментах, является модель с параметрами проскальзывания, предложенная в работе [56] для задач в динамической постановке (анализ отклика многослойных пористо-упругих сред на динамические нагрузки, такие как вибрации от транспорта и сейсмические воздействия).

Для статической адаптации этой модели если убрать частотно-волновые обозначения (тильды и зависимость от ω) и представить соотношение в скалярной форме, связывающей скачки перемещений с напряжениями на контакте.

В этой модели вводятся безразмерные параметры δ_x и δ_z , связывающие скачки перемещений с напряжениями:

$$\begin{aligned}\tilde{\tau}_{zx}(x, z_{i+0}, \omega) &= \delta_x [\tilde{u}_x(x, z_{i+0}, \omega) - \tilde{u}_x(x, z_{i-0}, \omega)] \\ \tilde{\sigma}_z(x, z_{i+0}, \omega) &= \delta_z [\tilde{u}_z(x, z_{i+0}, \omega) - \tilde{u}_z(x, z_{i-0}, \omega)] \\ \Delta u_x &= u_x^+ - u_x^- = \frac{\tau}{\delta_x}, \Delta u_z = u_z^+ - u_z^- = \frac{\sigma}{\delta_z}\end{aligned}\quad (7)$$

где $\Delta u_x, \Delta u_z$ — относительные перемещения, м;

τ, σ — касательное и нормальное напряжения, кПа;

При $\delta \rightarrow 0$ реализуется идеальный контакт, при $\delta \rightarrow \infty$ — полное скольжение. Хотя модель [56] разработана для динамики, её структура может быть адаптирована к статическим задачам, однако параметры δ_x, δ_z не имеют прямой лабораторной методики определения и требуют калибровки по данным статических испытаний.

В дополнение к упруго-пластическим моделям развиваются гипопластические интерфейсные модели (Stutz и Mašín) [70], учитывающие нелинейное поведение при малых деформациях и дилатансию без разделения на упругую и пластическую составляющие; они калибруются по данным прямого сдвига и превосходят упруго-пластические аналоги по точности описания циклического разупрочнения. Для учёта накопления повреждений при циклических нагрузках N_u и P_u [71] предложили 10-параметрическую «damage-модель» контакта, в которой параметры повреждённости связываются с накопленной пластической работой, что позволяет экстраполировать лабораторные данные на длительные сроки эксплуатации. Lashkari и Jamali [72] исследовали контакт «песок–геосинтетик» с анализом локальных деформаций и показали, что зона локализации сдвига имеет толщину 5–8 мм — вывод, который может быть распространён на природные контакты. В работах [73, 74] разработали трёхмерную упруго-пластическую модель для циклического поведения контакта, учитывающую изменение направления главных напряжений.

Гидромеханические модели с сопротивлением контакта.

Расхождение между классическими моделями консолидации [61–63] и экспериментами [19] стимулировало появление гидромеханических моделей с сопротивлением контакта, разработанных Xie, Wen и соавторами [64–66]. В этих моделях вводятся два параметра: R_ω — коэффициент передачи фильтрационного контакта, кПа · с/м; и η_ω — коэффициент распределения потока. Модель скачкообразного контакта [65] (Jump flow contact model) записывается как:

$$\begin{aligned}R_\omega^{(j)} q_\omega^{(j)}(x, t) \big|_{x=\sum_{i=1}^j H_i} &= p^{(j)}(x, t) \big|_{x=\sum_{i=1}^j H_i} - p^{(j+1)}(x, t) \big|_{x=\sum_{i=1}^j H_i} \\ \text{Упрощённый вид: } R_\omega \cdot q_\omega &= p_1 - \eta_\omega \cdot p_2\end{aligned}\quad (8)$$

Разделительная модель (Partition flow contact model) имеет вид:

$$p^{(j)}(x, t) \big|_{x=\sum_{i=1}^j H_i} = \eta_\omega^{(j)} p^{(j+1)}(x, t) \big|_{x=\sum_{i=1}^j H_i}; \eta_\omega \cdot p_1 = p_2 \quad (9)$$

При $\eta_\omega = 1$ уравнение (8) сводится к модели скачкообразного контакта (где q_ω — скорость фильтрации) $p_1 - p_2 = R_\omega \cdot q_\omega$ при $R_\omega = 0$ — к разделительной модели ($\eta_\omega p_2 = p_1$). Игнорирование этих параметров ($\eta_\omega = 1, R_\omega = 0$) соответствует идеальному гидравлическому контакту, при котором поровое давление непрерывно.

Скачок порового давления $\Delta p = p_1 - p_2$ на контакте приводит к скачку эффективных напряжений согласно принципу эффективных напряжений Терцаги:

$$\sigma' = \sigma - p \quad (10)$$

На контакте скачок порового давления приводит к скачку эффективных напряжений. Параметры R_ω и η_ω не определяются прямыми лабораторными измерениями и требуют калибровки по данным консолидационных опытов — точно так же, как и механические жёсткости контакта.

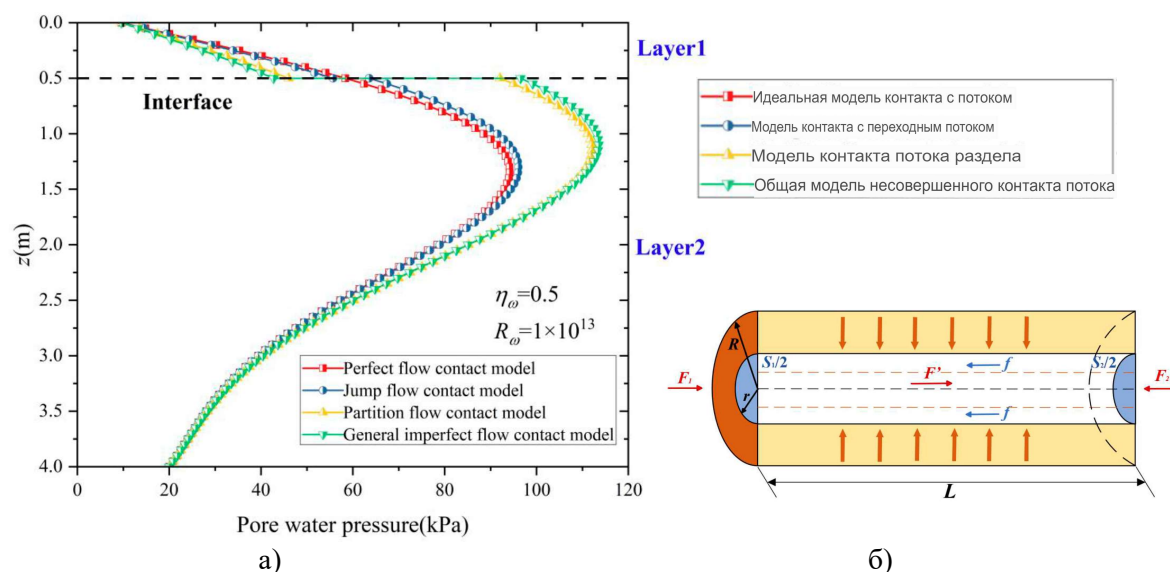


Рис. 5 а) Сравнительный анализ четырёх моделей контактного сопротивления потоку [64]: распределение порового давления по глубине (z). б) Расчётная модель контактного сопротивления потоку на границе раздела слоистого вязкоупругого насыщенного грунта.

Fig. 5. a) Comparative analysis of four flow resistance contact models: (a) pore water pressure distribution with depth (z). б) Calculation model for flow contact resistance at the interface of layered viscoelastic saturated soil. [64]

Модели несущей способности и дискретно-блочные подходы.

Для инженерной оценки несущей способности слоистых оснований разработаны интегральные подходы на основе теории предельного равновесия. Модель продавливания Мейергофа [75, 76] описывает случай, когда при малой относительной мощности верхнего слоя линия скольжения прорастает в подстилающий слой. Предельная нагрузка определяется формулой:

$$q_{ult} = c_1 \cdot N_{c1} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q1} + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1} + \Delta q$$

$$\xi = \frac{1}{1 + \lambda(H/B)^2}, q_{ult} = \xi \cdot q_{ult}^{(1)} + (1 - \xi) q_{ult}^{(2)} \quad (11)$$

где Δq — добавка, учитывающая сопротивление нижнего слоя, кПа [75]; ξ — коэффициент влияния нижнего слоя, λ — параметр, зависящий от отношения прочностных характеристик слоёв. Современное аналитическое развитие этой модели дано в работе Liu и Liu [77], в которой получено замкнутое выражение для коэффициента влияния нижнего слоя.

Установлено, что при $H/B = 2,0 \div 2,55$ несущая способность двухслойного основания приближается к несущей способности однородного верхнего слоя ($\xi \rightarrow 1$). Предельный анализ Chen W.F. [78] систематизировал теоремы верхней и нижней оценок для слоистых грунтов. Xu, Feng и Cui [79] предложили простую модель прочности для межслойных зон ослабления (interlayer shear weakness zone), в которой учитываются два независимых вклада: прочность материала прослойки и трение на контакте.

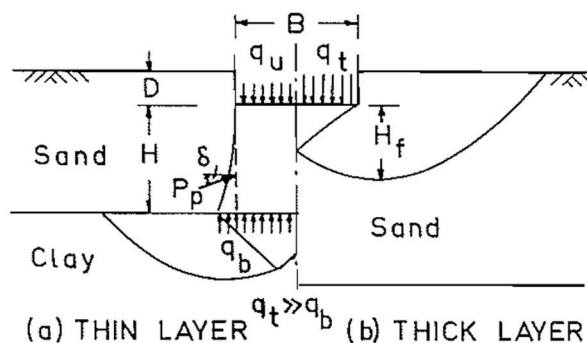


Рис. 6 Схема линии скольжения для случая плотный песок на мягкой глине. [75]

Fig. 6 Glide line scheme for the case of dense sand layer above soft clay. [75]

На рисунке 6 представлена схема линии скольжения в двухслойном основании по Мейергофу [75]: при малой относительной мощности верхнего слоя линия скольжения прорастает в подстилающий слабый слой. Критическая относительная мощность $H/V \approx 2,4$ согласуется с экспериментальным критерием Шохирева [24].

В дискретно-блочных моделях [47] кусочно-однородный массив представляется в виде набора однородных подобластей, каждая из которых описывается краевой задачей теории упругости, на контакте между блоками Ω_i и Ω_{i+1} используются условия непрерывности перемещений и напряжений:

$$u^{(i)} = u^{(i+1)}, \sigma^{(i)} \cdot n = \sigma^{(i+1)} \cdot n \quad (12)$$

Однако в общем случае контактные условия в таких моделях допускают относительное проскальзывание и отслоение блоков, что описывается с помощью соответствующих законов трения и контактного взаимодействия [47].

Модель Никитина [54] развивает континуальный подход для описания деформирования слоистых и блочных сред с учётом неидеального контакта между структурными элементами. В рамках этой модели вводятся дополнительные кинематические переменные – распределённые скорости скольжения γ и отслоения ω на контактных границах. Для сжатого состояния контакта ($\sigma_n < 0$) скорость скольжения определяется условием сухого трения с малым вязким трением:

$$\gamma = \text{langle} \frac{|\tau|}{q|\sigma_n|} - 1 \text{rangle} \cdot \frac{\tau}{\eta|\tau|} \quad (13)$$

где q – коэффициент сухого трения; η – коэффициент вязкого трения, кПа·с; σ – тензор напряжений, $\sigma_n = n \cdot \sigma \cdot n$ – нормальное напряжение на контактной плоскости, кПа; $\tau = \sigma \cdot n - \sigma_n n$ – вектор касательного напряжения на плоскости скольжения, кПа. При растяжении ($\sigma_n \geq 0$) происходит отслоение ($\omega > 0$), при котором нормальные и касательные напряжения на контакте обнуляются ($\sigma_n = 0$, $\tau = 0$). В режиме же сжатия при $|\tau| < q|\sigma_n|$ скольжение отсутствует ($\gamma = 0$, $\omega = 0$). Введение вязкого члена позволяет регуляризовать кулоновское трение, сохраняя гиперболический тип системы уравнений и обеспечивая устойчивость численного решения.

Существенный вклад в количественную оценку влияния проскальзывания вносит работа Ющубе и Подшивалова [80], выполненная для массивного железобетонного здания на разноуровневом плитном фундаменте (контакт «конструкция–грунт»). Авторы сравнили три варианта работы контакта в ПК Ing+ 2021 MicroFe: идеальный контакт, контакт с проскальзыванием и промежуточный вариант. Установлено, что учёт проскальзывания приводит к перераспределению касательных напряжений и изменению эпюры контактных давлений, а расчётные осадки возрастают на 15–25 % по сравнению с моделью идеального контакта. Хотя исследование выполнено для фундамента, его выводы с высокой вероятностью справедливы и для природных контактов «грунт–грунт» в слоистых основаниях с существенным контрастом плотности и модулей упругости соседних слоёв (например, песок–глина или гравий–глина). Действительно, аналогичные эффекты перераспределения касательных напряжений и локализации сдвига на границе раздела зафиксированы в физическом моделировании Сиразиева [18–20] при смене порядка напластования, а также в лабораторных испытаниях Zhang [32] и Ozturk и Ergun [34] для контактов «песок–глина» и «гравий–глина». Другие численные реализации (Cai, Fan и Zhu [81], Pardo и Konrad [82], Niebler и соавторы [83], а также Литвин [84]) показывают, что учёт проскальзывания увеличивает расчётные осадки на 15–25 %, а учёт гидравлического сопротивления – время консолидации в 1,5–2 раза. Дополнительно, Xiao и Yue [85] разработали высокоточный метод граничных элементов для негоризонтально-слоистых оснований, который может служить эталоном для верификации численных моделей, особенно при анализе устойчивости склонов и оснований с волнистыми границами слоёв. Таким образом, результаты [80] не только дают конкретный численный ориентир, но и подтверждают общий тезис о необходимости использования интерфейсных моделей [56] для достоверного прогноза деформативности слоистых оснований.

Экспериментальная верификация: физическое моделирование.

Наиболее полный цикл физического моделирования слоистых грунтовых оснований выполнен Л.Ф. Сиразиевым с соавторами в 2012 – 2021 гг. [18–20, 86]. Опыты проводились в жёстком металлическом лотке $1 \times 1 \text{ м}$, что исключало боковые деформации за пределами зоны влияния штампа (модель плитного фундамента – жёсткий штамп $40 \times 40 \text{ см}$). Нагрузка прикладывалась ступенями до условной стабилизации осадки, напряжения в грунте измерялись месдозами. В двухслойном основании «глина–песок» на жёстком подстилающем слое [86] при расположении сверху глины осадка составила 7 мм, а при верхнем слое песка – 52 мм (различие в 7,4 раза). На контакте зафиксирован скачок вертикальных напряжений, причём зона предельного равновесия при верхнем слабом слое развивалась не в нём, а в нижнем глинистом слое – прямое указание на скольжение вдоль контакта. Это экспериментальное наблюдение служит прямым обоснованием для применения интерфейсных элементов [58–60] вместо моделей идеального контакта. На рисунке 7 показана схема экспериментальной установки Сиразиева: металлический лоток $1 \times 1 \text{ м}$, жёсткий штамп $40 \times 40 \text{ см}$ и грунтовые месдозы для измерения напряжений по глубине. Такая схема позволяет фиксировать скачки напряжений на контактах слоёв.

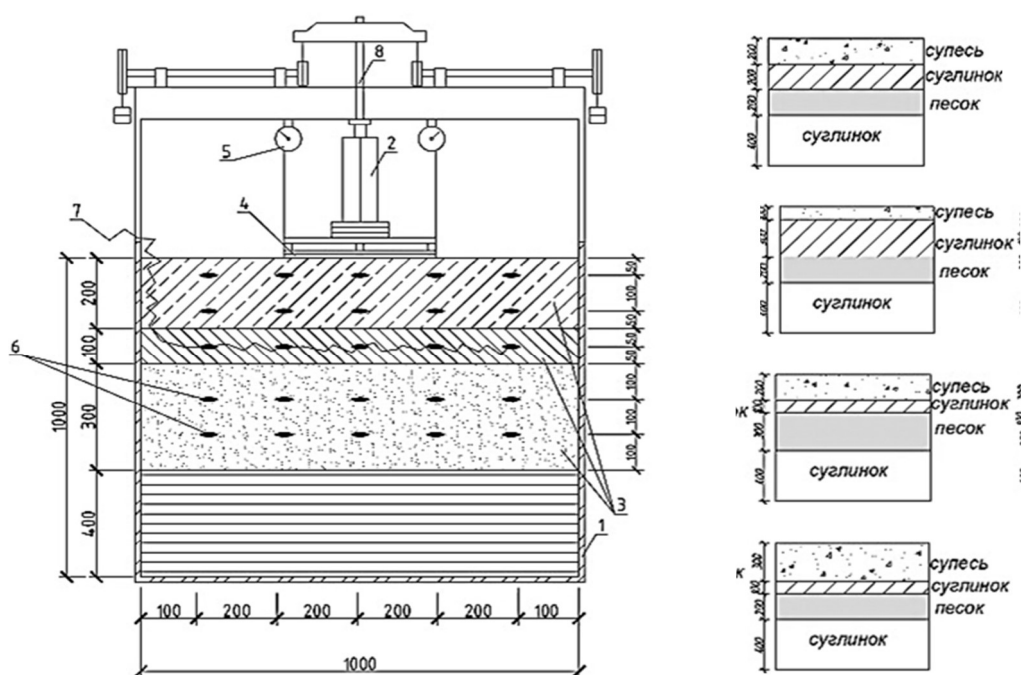


Рис. 7 Схема испытания, расположения приборов и схема изменения мощностей грунтов во всех экспериментах. [18]

Fig. 7. Test diagram, instrument locations, and diagram of changes in soil thicknesses in all experiments. [18]

В трёхслойном основании (супесь–суглинок–песок) с одинаковой суммарной мощностью 60 см [18] варьирование последовательности залегания изменяло осадку от 24 мм (верхний слой – наиболее прочный суглинок) до 98 мм (верхний слой – слабая супесь). На границе супесь–суглинок зарегистрирован скачок вертикальных напряжений в 1,7–2,9 раза, причём его величина тем больше, чем выше расположен контакт и чем контрастнее жёсткости соседних слоёв. Количественное расхождение между экспериментальным скачком и расчётом по моделям идеального контакта [39, 63] составляет от 30 до 60 % при увеличении нагрузки от 0,2 до 0,6 МПа. Модель с параметрами проскальзывания [56] позволяет в принципе воспроизвести скачки любой величины путём подбора параметров δx и δz . Однако следует подчеркнуть, что такое определение δx и δz является не прямым измерением, а результатом решения обратной задачи, и его корректность требует дополнительной верификации на независимых данных.

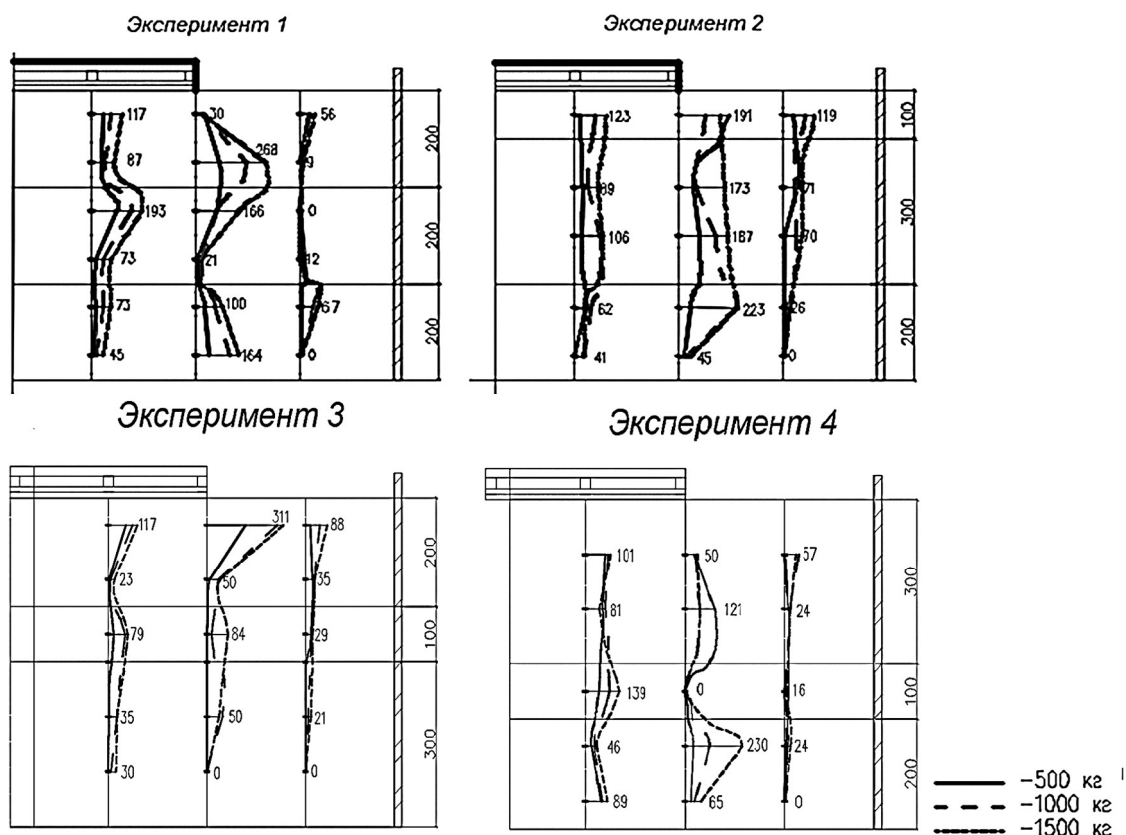


Рис. 8 Эпюры сжимающих напряжений по вертикали в слоистом основании экспериментов № 1 и № 2, № 3 и № 4 [18]

Fig. 8. Diagrams of vertical compressive stresses in the layered soil foundation for experiments No. 1 and No. 2, No. 3 and No. 4 [18].

В опытах с водонасыщенным песчаным слоем ($S_r \approx 0,83$) [19] время полной диссипации порового давления оказалось в 4–6 раз больше расчётного по классическим моделям консолидации [61–63]. На начальных этапах нагружения поровая вода воспринимает основную долю нагрузки; по мере её отжатия эффективные напряжения в скелете растут в 2–10 раз. Одновременно зафиксирован перенос влаги из водонасыщенного песка в вышележащие слои (прирост влажности суглинка и супеси составил 2–3 %). На рисунке 8 показаны эпюры напряжений при наличии водонасыщенного слоя: виден скачок напряжений на контакте и перераспределение давлений. Эти эффекты количественно описываются гидромеханическими моделями в работах [64–66], которые вводят гидравлическое сопротивление контакта через параметры R_ω (коэффициент передачи потока) и η_ω (коэффициент распределения потока). Следовательно, именно сопротивление фильтрации на границе, а не только свойства слоёв, определяет реальную скорость консолидации. Игнорирование этого эффекта ведёт к завышению прогнозируемой скорости осадок, что критично для расчётов водонасыщенных оснований.

Важным самостоятельным результатом физического моделирования является определение критической относительной мощности верхнего несущего слоя. М.В. Шохирев [24, 41] в лотковых испытаниях двухслойной модели «плотный песок на слабой глине» (лоток плоской деформации, штамп шириной $B = 50\text{ мм}$) экспериментально определил, что при $H/B \geq 2,4$ линия скольжения замыкается в пределах песчаного слоя и несущая способность равна несущей способности однородного песка (310 Н), а при $H/B \leq 1,8$ линия скольжения прорастает через контакт в глину, снижая несущую способность на 30–40 %. Этот переход не может быть воспроизведён в модели идеального контакта [39, 40], но автоматически возникает в интерфейсных элементах [58–60] с конечной податливостью. Критерий Шохирева $H/B \approx 2,4$ качественно согласуется с моделью продавливания Мейергофа [75, 76] и её аналитическим развитием

[77], а количественно близок к порогу $H/b > 2,5$ из метода линейно-деформируемого слоя Егорова [40]. Совпадение граничных значений, найденных независимо для прочностной и деформационной задач, указывает на фундаментальный характер влияния относительной мощности слоя. Инженерная формула Шохирева для несущей способности двухслойного основания [41] имеет вид:

$$N_{ui} = N_{u2} + k(N_{u1} - N_{u2}), k = \frac{P_{ui} - P_{u2}}{P_{u1} - P_{u2}} \quad (14)$$

где N_{ui} — несущая способность двухслойного основания, кН; N_{u1} и N_{u2} — несущая способность однородного основания из верхнего (более прочного) грунта и из нижнего (слабого) грунта соответственно, кН; k — поправочный коэффициент, изменяющийся от 0 до 1 в зависимости от глубины заложения слабого слоя и соотношения прочностных характеристик слоёв, P_{ui} — предельная нагрузка для двухслойного основания, полученная методом логарифмической спирали, кН; P_{u1} , P_{u2} — предельные нагрузки для однородных оснований, кН.

Дополнительное подтверждение получено в центрифужных испытаниях [27] и в мелкомасштабных моделях Hosseini Fani, Bagherzadeh Khalkhali и Ganjian [28].

Независимые зарубежные эксперименты на двухслойных моделях воспроизводят ключевые выводы Сиразиева [18–20, 86] о влиянии контакта на несущую способность. Boufarh, Abbeche и Abdi [87] на мелкомасштабных моделях двухслойного песчаного основания исследовали взаимовлияние двух соседних ленточных фундаментов; установлено, что эффективность интерференции сильно зависит от толщины и прочности верхнего слоя, а максимум несущей способности достигается при определённом расстоянии между штампами, что объясняется формированием зон сдвига, пересекающих контакт слоёв.

Дополнительные данные о взаимовлиянии фундаментов на слоистом основании получены Ghosh и Kumar [88] на сухом несвязном грунте. В экспериментах с двумя ленточными штампами на двухслойном песчаном основании варьировались расстояние между фундаментами от 1 до 4 величин ширины штампа и толщина верхнего слоя. Установлено, что при сближении штампов интерференция может как увеличивать, так и уменьшать несущую способность — в зависимости от того, попадает ли зона взаимного влияния на ослабленный контакт между слоями. Максимальное снижение несущей способности (до 30 %) зафиксировано при расстоянии между штампами, равном 1–2 ширины фундамента, и при залегании слабого слоя на глубине менее 2В. В этих условиях линии скольжения от соседних фундаментов объединяются именно на границе раздела слоёв, где сцепление минимально. При проектировании спаренных фундаментов на слоистых основаниях необходимо учитывать возможность объединения зон предельного равновесия на контакте; расстояние между фундаментами должно быть не менее 3В для исключения интерференции.

Dimov [26] на основе полевых штамповых испытаний слоистых оснований показал, что деформационные характеристики, определённые по стандартным методикам для каждого слоя в отдельности, не позволяют достоверно прогнозировать осадку слоистого массива без учёта податливости контактов. Предложена методика интерпретации полевых испытаний, учитывающая контактные условия. Эти работы дополняют цикл Сиразиева [18–20, 86] и подчёркивают, что игнорирование контактной зоны приводит к ошибкам не только в лабораторных, но и в натурных условиях.

Рисунок 9 показывает смену механизма разрушения в двухслойном основании «плотный песок на слабой глине». При $H/B \geq 2,4$ линия скольжения замыкается в песчаном слое; при $H/B \leq 1,8$ она прорастает через контакт в глину, снижая несущую способность на 30–40 %.

Анизотропия слоистого основания была исследована Вишняковым [55] на модели из чередующихся слоёв среднего песка и тонких прослоек бентонитовой глины. Экспериментально установлено, что при наклонной нагрузке поверхность скольжения имеет более сложную форму, чем в однородном массиве, а её очертание зависит от угла падения слоёв. В частности, при угле напластования 30–45° к горизонтали зона предельного равновесия смещается вдоль контакта и захватывает слабые глинистые

прослойки – эффект, предсказанный аналитически Кудрявцевым и Булдаковой [48] для анизотропных сред. В работе [89] на образцах с чередованием слоёв разной прочности дополнительно показали, что при сдвиге поперёк слоистости пиковая прочность слоистого массива определяется прочностью наиболее слабого межслойного контакта, а не осреднёнными характеристиками. Предложена методика расчёта пиковой прочности с поправочными коэффициентами, учитывающими количество слоёв и их ориентацию, что может служить практическим инструментом для назначения пониженных характеристик в интерфейсных элементах. Эти выводы согласуются с лабораторными данными Усольцевой [52] о минимуме прочности при 45° к слоистости и с формулой Тимофеева [90], где сцепление контакта входит отдельным слагаемым. Падение составляло 25–36 % по сравнению с $\Psi = 0^\circ$. При растяжении прочность вдоль слоистости оказывалась в 2–3 раза ниже, чем поперёк. Установлена зависимость предела прочности от угла напластования Ψ . Наблюдаемый минимум при $\Psi = 45^\circ$ объясняется тем, что при такой ориентации нагрузки касательные напряжения на плоскостях ослабления (контактах) достигают максимума, в то время как нормальные сжимающие напряжения, препятствующие сдвигу, ещё недостаточно велики. С ростом бокового давления анизотропия сглаживается, но не исчезает полностью – контакты остаются потенциальными плоскостями скольжения даже при высоких обжимающих напряжениях. Для инженерной практики это означает, что при расчёте устойчивости откосов и оснований, где плоскости напластования ориентированы под углом $30\text{--}60^\circ$ к вертикальной нагрузке, необходимо использовать анизотропные модели контакта или интерфейсные элементы с ориентационной зависимостью прочности.

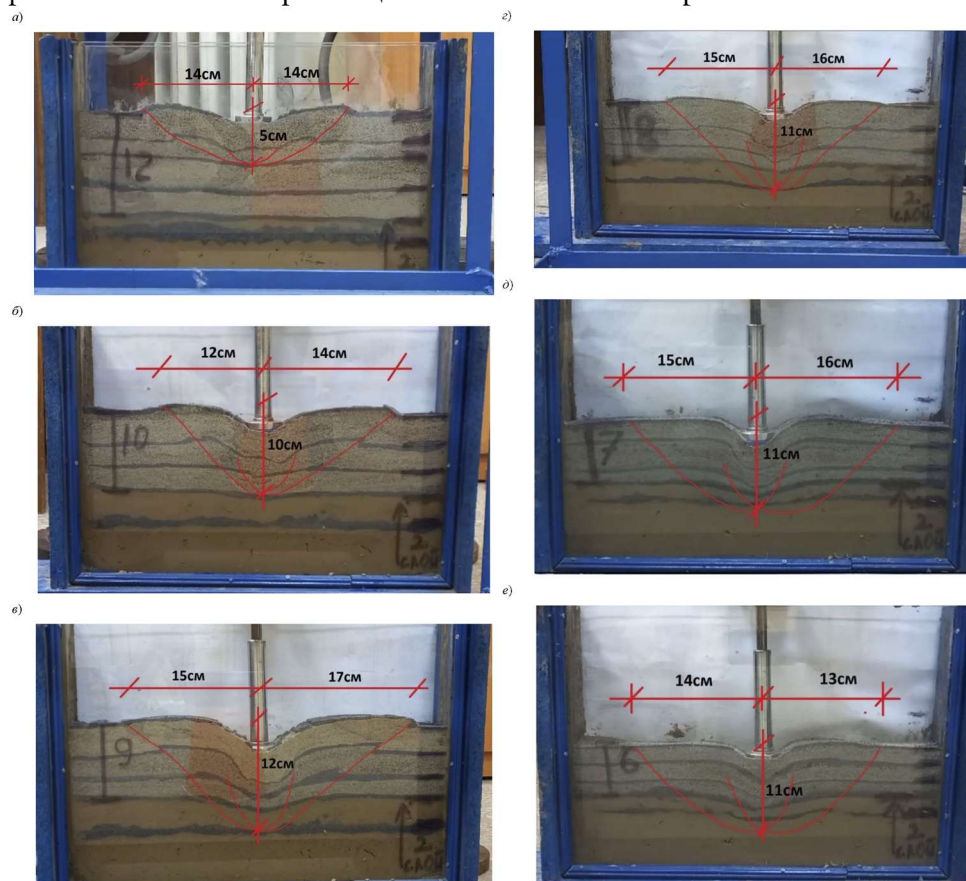


Рис. 9 Испытания после потери несущей способности основания. [24]

а – ($H = 12$ см, $H/B = 2,4$); б – ($H = 10$ см, $H/B = 2,0$); в – ($H = 9$ см, $H/B = 1,8$);
г – ($H = 8$ см, $H/B = 1,6$); д – ($H = 7$ см, $H/B = 1,4$); е – ($H = 6$ см, $H/B = 1,2$);

Fig. 9. Tests after loss of load-bearing capacity of the soil foundation. [24]

а – ($H = 12$ см, $H/B = 2,4$); б – ($H = 10$ см, $H/B = 2,0$); в – ($H = 9$ см, $H/B = 1,8$);
г – ($H = 8$ см, $H/B = 1,6$); д – ($H = 7$ см, $H/B = 1,4$); е – ($H = 6$ см, $H/B = 1,2$);

Крупномасштабные испытания выполнены Zhang, Cui и Zhao [32]. Авторы использовали сдвиговой прибор 300×300 мм, что минимизировало масштабные эффекты.

Исследовано влияние шероховатости поверхности, предварительного обжатия и соотношения жёсткостей слоёв. Установлено, что сопротивление сдвигу по контакту занимает промежуточное значение между прочностью чистого песка и чистой глины. При гладком контакте разрушение происходит строго по границе раздела (адгезионное разрушение); при шероховатом – сдвиговая трещина уходит в тонкий слой глины (когезионное разрушение). Большая жёсткость верхнего слоя приводит к меньшим предельным касательным напряжениям и большим вертикальным перемещениям. Методом PIV зафиксировано, что зона локализации сдвига имеет толщину 5–8 мм и располагается в глинистом слое, примыкающем к границе. Кривые «касательное напряжение – смещение» имеют упрочняющийся характер без ярко выраженного пика, что авторы связывают с постепенным вовлечением глинистых частиц в процесс сдвига.

Испытания Frikha, Bouassida и Canou [33]. В стандартном сдвиговом приборе (60×60 мм) с измерением объёмных деформаций зафиксировано, что сдвиг жёсткого песка по мягкой глине сопровождается дилатансией – разрыхлением приконтактной зоны на 2–5 % по объёму при относительном смещении 2–5 мм. Пик дилатансии совпадает по времени с пиком касательного напряжения. После достижения пика дилатансия сменяется слабой контракцией, но полного восстановления объёма не происходит. Авторы объясняют это «выкатыванием» песчаных зёрен на поверхность глины, создающих дополнительное поровое пространство. В недренированных условиях это привело бы к локальному падению порового давления и временному упрочнению.

Исследование Ozturk и Ergun [34] охватывает как контакт «песок–глина», так и «гравий–глина». Испытания проведены в крупномасштабном (300×300 мм) и стандартном (60×60 мм) сдвиговых приборах при нормальных давлениях 50–300 кПа, сдвиг продолжался до относительного смещения 25–30 мм, что гарантированно обеспечивало достижение остаточной прочности. Получены следующие количественные результаты: сцепление на контакте практически не отличается от сцепления чистой глины (5–10 кПа); остаточный угол внутреннего трения для чистой глины составляет 12,9°, для контакта «песок–глина» – 16,4°, для контакта «гравий–глина» – 19,8°. Авторы интерпретируют рост угла трения с увеличением крупности частиц как следствие механического зацепления более крупных зёрен за глинистую матрицу. Масштабный эффект незначителен: результаты крупномасштабных испытаний дают значения угла трения на 1–2° ниже, чем в стандартной коробке, что авторы связывают с менее жёсткими граничными условиями. Остаточная прочность фиксируется при смещениях 15–20 мм для песка и 20–25 мм для гравия.

Предельное сопротивление сдвигу по контакту во всех работах занимает промежуточное значение между прочностью чистого песка (гравия) и чистой глины. Остаточный угол внутреннего трения на контакте систематически превышает угол трения глины и возрастает с увеличением крупности частиц верхнего слоя. Количественно это выражено у Ozturk и Ergun [34]: для чистой глины $\varphi = 12,9$, для контакта «песок–глина» $\varphi = 16,4$ °, для контакта «гравий–глина» $\varphi = 19,8$ °. Авторы интерпретируют рост как следствие механического зацепления более крупных частиц за глинистую матрицу. Сцепление на контакте, напротив, остаётся на уровне сцепления глины, что согласуется с формулой Тимофеева [90] и микроструктурной моделью «базис-скол» [91].

Цикл работ Ляшенко последовательно раскрывает связь между микроструктурой и макроскопическим деформированием слоистого грунта. В модели «базис-скол» [91] контакт между глинистыми частицами представлен в виде плоской частицы, способной поворачиваться вокруг точки крепления. Сопротивление сдвигу определяется необходимостью преодоления энергетического барьера между состояниями ближней и дальней агрегации. Ключевым параметром является число активных контактов N – при его снижении до нуля наступает макроразрушение. На границе слоёв N изначально ниже, чем в объёме, из-за несовершенства упаковки частиц. Это объясняет снижение сцепления на 30–70 %, зафиксированное Тимофеевым [90], и минимум прочности при 45° к слоистости, наблюдаемый Усольцевой [52] и Строковой [53]. Снижение N на границе также объясняет, почему при гладком контакте сдвиг идёт строго по границе (адгезионное разрушение), а при шероховатом – в тонком слое глины (когезионное

разрушение) [32]. Таким образом, микроструктурная теория даёт физическое обоснование эмпирической формуле Тимофеева [90] и объясняет, почему свойства контакта отличаются от свойств объёма грунта. В работах Ляшенко сформулирована идея о том, что деформирование глинистого грунта на микроуровне связано с поворотом и скольжением частиц, и разработаны методики вычисления характеристик микроструктуры (числа контактов, их ориентации, распределения усилий) по данным стандартных компрессионных испытаний, а также предложен способ определения оптимальной плотности, при которой N максимально [91, 92]. Эти методики позволяют перейти от качественной модели к количественной оценке прочности контакта без проведения специальных микроструктурных исследований – что особенно ценно для инженерной практики. Сопоставление с экспериментальными данными прямого сдвига Zhang [32] и Frikha [33] подтверждает, что дилатансия и последующее упрочнение контакта являются макроскопическим проявлением поворота частиц и временного увеличения N при преодолении энергетического барьера. Таким образом, микроструктурная теория Ляшенко даёт физическое обоснование эмпирическим формулам Тимофеева [90] и служит мостиком между лабораторными наблюдениями и интерфейсными моделями, параметры которых (c_{contact} , φ_{contact} , дилатансия) могут быть выражены через характеристики микроструктуры:

$$\frac{c_1}{c_m} = 0,2 + 0,5 \frac{c_k}{c_m} + 0,3 \frac{\text{tg} \varphi_k}{\text{tg} \varphi_m} \quad (15)$$

Дальнейшее развитие микроструктурного подхода представлено в работе Ji с соавторами [93], где на примере контакта «лёсс–бетон» с применением компьютерной томографии и анализа фрактальной размерности порового пространства количественно оценено, что зона контакта характеризуется повышенной пористостью и снижением числа эффективных контактов между частицами по сравнению с объёмом грунта. Предложена корреляционная зависимость между фрактальной размерностью пор и коэффициентом снижения сцепления на контакте. Кроме структуры, на поведение контакта существенно влияет степень водонасыщения. Thomas и Airey [94] на примере высокопластичной глины и её контакта с бетоном показали, что при снижении насыщения от 100% до 70–80% сцепление на границе раздела может уменьшаться на 20–40% вследствие развития отрицательного порового давления и перераспределения эффективных напряжений. Этот эффект не учитывается ни в классических моделях консолидации [61–63], ни в гидромеханических моделях Xie & Wen [64–66], которые предполагают либо полное водонасыщение, либо идеальный дренаж. Следовательно, для сезонно-влажных оснований необходима калибровка контактных параметров с учётом переменной влажности.

Различия между работами касаются формы кривых «касательное напряжение – смещение» и интенсивности дилатансии. В крупномасштабных испытаниях [32] пик прочности практически отсутствует (упрочняющееся поведение), тогда как в стандартных сдвиговых приборах [33, 34] пик выражен, хотя и сглажен. Для глубокозалегающих контактов (высокие нормальные давления) более адекватна модель идеальной пластичности (без пика), для приповерхностных – с учётом дилатансии и постпикового спада. Исследователи [32] связывают это с более высоким обжатием и подавлением дилатансии в крупном масштабе. Интенсивность дилатансии также различается: в [33] зафиксировано разрыхление до 2–5 % по объёму, в [32] дилатансия была менее 1 % и быстро сменялась контракцией. Угол дилатансии ψ определяют по результатам трёхосных испытаний на участке, соответствующем разрушению образца, в соответствии с ГОСТ 12248.3–2020:

$$\psi = \arcsin \left(\frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \varepsilon_v - 2 \Delta \varepsilon_1} \right) \quad (16)$$

где $\Delta \varepsilon_v$ – приращение относительной объёмной деформации, $\Delta \varepsilon_1$ – приращение относительной осевой деформации. Экспериментальное значение ψ для пары «песок–глина» составляет 12–18° при нормальном давлении 100–200 кПа [32, 33, 71].

Следует отметить, что эти закономерности имеют прямую связь с результатами лотковых испытаний Сиразиева [18–20, 86] и Шохирева [24, 41]. В лотковых опытах было показано, что при верхнем слабом слое зона предельного равновесия развивается в нижнем глинистом слое, а не в верхнем, что указывает на локализацию сдвига на контакте. Лабораторные данные [32] подтверждают это: зона локализации сдвига, зафиксированная методом PIV, имеет толщину 5–8 мм и располагается именно в глинистом слое, примыкающем к границе. Таким образом, и макроскопические (лотковые), и микроскопические (лабораторные) исследования сходятся в том, что контактная зона является самостоятельным элементом, определяющим НДС основания.

Методические аспекты подготовки образцов, влияющие на воспроизводимость таких испытаний, систематизированы в обзоре Yin и соавторами [37]; детальная процедура, обеспечивающая контролируемую шероховатость интерфейса, предложена Yin, Liu, Vasilescu, Di Filippo и Othmani [38]. С практической точки зрения, обобщение лабораторных данных означает, что для расчётов слоистых оснований необходимо использовать не осреднённые характеристики слоёв, а интерфейс-специфические параметры. При этом для глубокозалегающих контактов (высокие нормальные давления) более адекватна модель идеальной пластичности (без пика), а для приповерхностных – с учётом дилатансии и постпикового спада.

Трёхосные испытания двухслойных образцов. Oliveira и Falorca [29] в трёхосных испытаниях двухслойного образца (гравий поверх песчано-резиновой смеси) при низком обжимающем давлении 30 кПа зафиксировали резкое увеличение диаметра на границе раздела (бочкообразование) при осевой деформации 20 %. Эквивалентный модуль деформации двухслойного образца (5,76 МПа) не сводится к среднему арифметическому модулей слоёв (13,62 МПа и 3,91 МПа), что независимо подтверждает необходимость явного выделения контактной зоны в расчётной схеме.

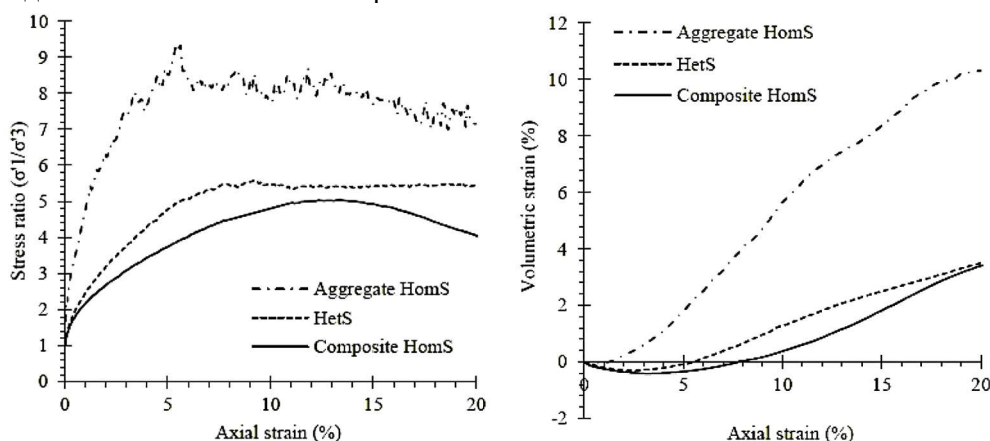


Рис. 10 (а) Коэффициент напряжения в зависимости от осевой деформации (%) при сжимающем давлении 30 кПа. (б) Объемная деформация (%) в зависимости от осевой деформации (%) при сжимающем давлении 30 кПа однородного агрегированного и композитного (HomS) и неоднородного (HetS) образца. [29]

Fig. 10. (a) Stress Ratio dependance on axial strain (%) at 30 kPa of confining pressure (b) Volume strain (%) dependance axial strain (%) at 30 kPa of confining pressure for a homogeneous aggregate and composite (HomS) and heterogeneous (HetS) sample. [29]

Установлена зависимость между напряжением и деформацией при деградации зоны контакта. При длительном и циклическом нагружении прочность контакта снижается на 45–67 % [10, 30, 95, 96]. Мирсаяпов с соавторами [10, 30, 31] на глинистых грунтах при режимном нагружении установил, что деструктивные процессы локализуются на площадках предельного равновесия. Снижение прочности происходит за счёт деградации сцепления с, тогда как угол внутреннего трения ϕ остаётся практически неизменным. Это согласуется с данными Тимофеева [90] о том, что именно сцепление является наиболее чувствительным параметром контактной зоны. Циклическое нагружение ускоряет накопление повреждений. Jalili и Jafari [95] показали, что перераспределение напряжений с минерального скелета на поровую воду при циклическом нагружении ведёт к прогрессирующему снижению прочностных характеристик. Zhang, Li и Feng [96] для описания прогрессирующего повреждения

структуры мягких глин при циклическом нагружении ввели параметр сохранности структуры ω , зависящий от накопленной пластической девиаторной деформации ε_q^p :

$$\omega = \exp(-\beta \varepsilon_q^p) \quad (17)$$

где β — эмпирический коэффициент, ε_q^p — накопленная пластическая девиаторная деформация. При $\varepsilon_q^p = 0$ структура не повреждена ($\omega = 1$), при $\varepsilon_q^p \rightarrow \infty$ происходит полная деградация ($\omega \rightarrow 0$) [94]. Для инженерной практики это означает, что расчётная несущая способность, определённая по краткосрочным испытаниям, может быть неконсервативной для длительно эксплуатируемых оснований.

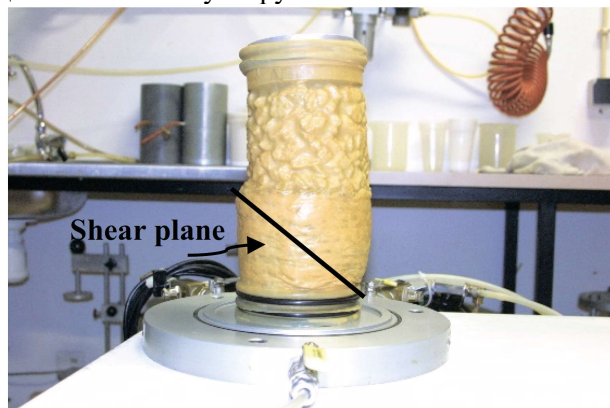


Рис. 11. Двухслойный образец при осевой деформации 20 %. [29]
Fig. 11. Two-layered specimen at 20% axial strain. [29]

Модели повреждённости Буслова–Бакулиной [97] и Глаголева–Маркина–Фурсаева [98] разработали метод δ -разгрузки для моделирования локального разрушения и перераспределения пластических зон и описывают эволюцию свойств во времени. Параметр повреждённости m и сплошность ψ по Буслову–Бакулиной, где P_r — повреждающая нагрузка, кН; $P_{кр}$ — предел сопротивления, кН.

$$m = \frac{P_r}{P_{кр}}, \psi = (1 - m)^m \quad (18)$$

Рисунок 12 представляет зависимость накопленной пластической девиаторной деформации ε_{qp} от параметра β при циклическом нагружении [96] (левая часть) и накопление необратимой деформации в зависимости от относительного числа циклов n/N для гархвальского гнейса [99] (правая часть). Кривые имеют экспоненциальный (S-образный) характер и асимптотически приближаются к предельному значению, что соответствует полной деградации структуры материала.

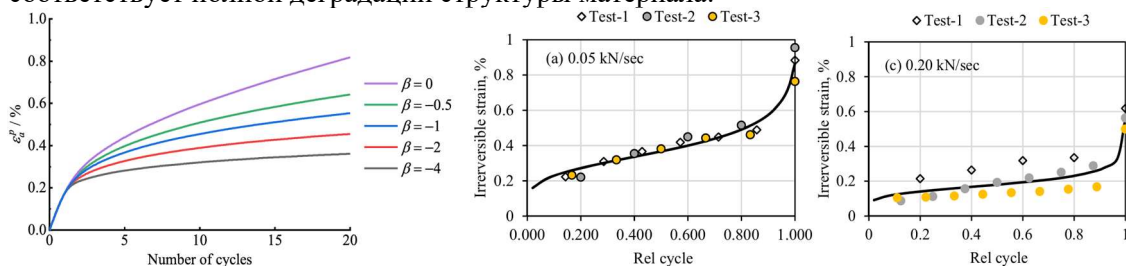


Рис. 12. Влияние параметра β на накопленную пластическую деформацию (слева). [96] Графики зависимости накопленной необратимой деформации от относительного цикла (гархвальский гнейс) (центр и справа). [99]

Fig. 12. Effects of the parameter β on the accumulated plastic deviatoric strain (left). [96] Accumulated irreversible strain vs relative cycle plots (Garhwal gneiss) (middle and right). [99]

Дополнительный механизм прогрессирующего разрушения контактной зоны предложен Глаголевым, Маркиным и Фурсаевым [98] на примере когезионного разрушения адгезионного слоя. В отличие от стандартной процедуры «убийства элемента» (kill element), метод вводит δ -область, в которой достигнут критерий прочности, и моделирует разрушение как разгрузку узловых сил при неизменной

внешней нагрузке. Это позволяет учитывать перераспределение пластических зон и образование новых областей разрушения в результате локальной разгрузки на контакте. Хотя работа выполнена для композиционных материалов, её подход может быть адаптирован для описания прогрессирующего разрушения контактной зоны между слоями грунта при длительном или циклическом нагружении, когда сцепление и трение на контакте эволюционируют во времени. Совместное использование таких моделей повреждённости с интерфейсными элементами (например, с параметрами проскальзывания Han Zejun [56]) может дать комплексное описание деградации контакта при циклических нагрузках.

Полевой мониторинг. Данные полевого мониторинга подтверждают, что основные закономерности, выявленные в лабораторных и теоретических исследованиях, проявляются и в натурных условиях.

Локализация деформаций в слабых подстилающих слоях зафиксирована на намывной территории залива Пенни (Гонконг) [100]: суммарная осадка превысила 1,6 м, причём 84 % этой величины пришлось на сжатие подстилающих мягких морских отложений, данный факт подтверждает, что НДС слоистого массива индивидуально для каждого участка и требует явного моделирования контактных зон [29].

Пространственная неоднородность свойств контактной зоны выявлена в глинистом массиве Шеньи (Франция) [101]: сезонная амплитуда вертикальных перемещений достигала 10 мм, причём на расстоянии около 12 м амплитуда различалась в три раза. Китайские ученые [102, 103] исследовали влияние неровностей геометрии слоев в зоне контакта, чтобы оценить устойчивость склонов и выявить зоны возникновения оползней в массивах на Лессовом плато. Установлено, что даже небольшие формы контакта могут влиять на величину пиковой и остаточной прочности.

Верификация расчётных моделей выполнена в уезде Гаоян (Китай) [104]. На рисунке 13 показан непрерывный профиль вертикальных деформаций, полученный с помощью FBG-датчиков. Чёткие изломы на границах слоёв позволяют верифицировать расчётные формы кривых осадок и калибровать параметры проскальзывания δ_x, δ_z [56] по данным натурных наблюдений. Данные мониторинга [105] и сведения о деформациях отвала, расположенного на слоистом основании [106], могут использоваться для калибровки интерфейсных моделей.

Таким образом, данные полевого мониторинга систематически подтверждают ключевые выводы, полученные в лабораторных и теоретических работах: локализацию деформаций в слабых прослоях, пространственную неоднородность свойств контактной зоны и необходимость учёта гидравлического сопротивления на границах слоёв, также они служат основой для калибровки интерфейсных и гидромеханических моделей.

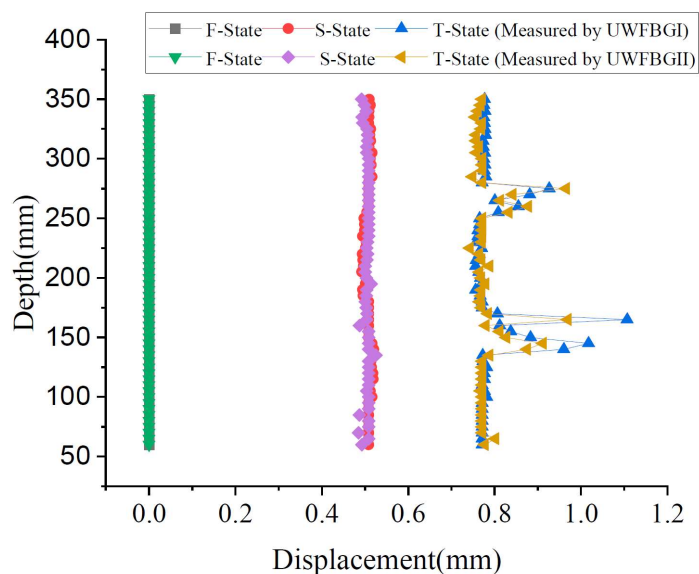


Рис. 13. Распределение перемещений, измеренное датчиком FRP-UWFBG58-5 [70].

Fig. 13. The displacement distribution measured by the FRP-UWFBG58-5 sensor [70].

Анализ публикаций выявил отсутствие стандартизованных методик прямого лабораторного определения жёсткостных ($k_n, k_s, \delta_x, \delta_z$) и гидравлических (R_ω, η_ω) параметров контактов дисперсных грунтов. Единственным параметром, сравнительно надёжно измеряемым в лаборатории, остаётся сцепление контакта при условии проведения прямого сдвига по границе раздела. Жёсткостные и податливые характеристики либо оцениваются по аналитическим формулам, либо извлекаются из решения обратных задач с использованием кривых «нагрузка–осадка», эпюр напряжений или показаний экстензометров.

Накопление систематической базы данных для типичных пар грунтов и режимов нагружения, а также разработка соответствующих стандартизованных методик остаются актуальными и пока не решёнными задачами.

4. Заключение

1. Физическое моделирование слоистых оснований в лотковых и штамповых испытаниях показало, что на границах слоёв с резким контрастом жёсткости возникают скачки вертикальных напряжений в 1,7–2,9 раза, а последовательность напластования изменяет осадки в 4–7 раз. Зона контакта является самостоятельным элементом, определяющим НДС основания. Модели идеального контакта не способны описать эти эффекты. Данный факт также подтверждается испытаниями на мелкомасштабных моделях и с помощью центрифуг.
2. Лабораторные испытания слоистых образцов выявили пониженную прочность и выраженную анизотропию контактной зоны: сцепление снижается на 30–70 %; минимум прочности зафиксирован для случая, когда сдвиговое усилие направлено под углом 45° к слоистости, падение составило до 36 %; также установлено, что эквивалентный модуль двухслойного образца не сводится к осредненному значению модулей грунтов каждого слоя. Остаточный угол трения на контакте между слоями, один из которых является менее прочным, может быть существенно выше, чем у слабого слоя: для контакта «гравий–глина» он составляет $19,8^\circ$ против $12,9^\circ$ у чистой глины, а для контакта «песок–глина» – $16,4^\circ$.
3. Выявлено несколько теоретических моделей, которые можно применить для обоснования изменения механических характеристик в контактной зоне слоёв. Микроструктурная модель «базис–скол» связывает макропадение прочности с уменьшением числа активных контактов, поэтому при длительном и циклическом нагружении прочность зоны контакта падает на 45–67 %, а модели «повреждённости» обосновывают изменение свойств грунтов во времени. Количественное описание скачков напряжений достигается моделью с параметрами проскальзывания δ_x, δ_z ; фильтрационные эффекты – гидромеханическими моделями с сопротивлением контакта R_ω, η_ω . Современные гипопластические и damage-модели позволяют более точно описывать циклическое поведение и деградацию контакта. Критерий Шохирева $H/B \approx 2,4$ согласуется с методом Егорова и аналитической моделью Liu & Liu через единый безразмерный параметр относительной мощности слоя. Теоретические основы несущей способности слоистых оснований заложены в работах Мейергофа. Дискретно-блочные модели и решения для анизотропных сред дополняют континуальные подходы.
4. Анализ публикаций выявил отсутствие стандартизованных методик прямого определения жёсткостных и гидравлических параметров контактов. Единственный надёжно измеряемый параметр – сцепление при прямом сдвиге. Накопление систематической базы данных для типичных пар грунтов – актуальная нерешённая задача.
5. Данные полевого мониторинга подтверждают локализацию деформаций в слабых подстилающих слоях, пространственную неоднородность свойств контактной зоны и необходимость учёта гидравлического сопротивления. Они служат основой для калибровки интерфейсных и гидромеханических моделей.
6. В качестве основного перспективного направления можно назвать создание комплексной модели, объединяющей механическое проскальзывание, гидравлическое сопротивление и кинетику деградации свойств контактной зоны, для

которой понадобится разработка стандартизованных лабораторных методик определения $k_n, k_s, \delta_x, \delta_z, R_\omega, \eta_\omega$ для типичных пар грунтов и верификация моделей на натурных объектах с длительным мониторингом.

Благодарности

Работа выполнена за счет гранта, предоставленного Академией наук Республики Татарстан образовательным организациям высшего образования, научным и иным организациям на поддержку планов развития кадрового потенциала в части стимулирования их научных и научно-педагогических работников к защите докторских диссертаций и выполнению научно-исследовательских работ.

Список литературы / References

1. Разводовский Д.Е., Скориков А.В., Разводовская И.А. Методические рекомендации по оценке геотехнического риска в условиях плотной городской застройки // Вестник НИЦ «Строительство». 2021. № 29(2). С. 88–100. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-2\(29\)-88-100](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-2(29)-88-100).
Razvodovsky D., Skorikov A., Razvodovskaya I. Methodological recommendations for assessing geotechnical risk in dense urban development // Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021. No. 29(2). P. 88–100. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-2\(29\)-88-100](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-2(29)-88-100).
2. Шулятьев, О. А. Основания и фундаменты высотных зданий. М.: Изд-во АСВ, 2022, 442 с.
Shulyatyev O. A. Foundations and Footings of High-Rise Buildings. Moscow: ASV Publishing House, 2022, 442 p.
3. Куликова Е. Ю., Конюхов Д. С. Мониторинг риска аварий при освоении подземного пространства // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2022. № 1. С. 97–103. DOI: 10.25018/0236_1493_2022_1_0_97.
Kulikova E. Yu., Konyukhov D. S. Accident risk monitoring in underground space development // MIAB. Mining Information and Analytical Bulletin. 2022. No. 1. P. 97–103. DOI: 10.25018/0236_1493_2022_1_0_97.
4. Мариничев М.Б., Ляшенко П.А., Денисенко В.В., Ткачев И.Г. Расчет и конструирование свайных фундаментов высотных зданий в сложных грунтовых условиях // Фундаменты. 2021. №1. С. 50–62.
Marinichev M. B., Lyashenko P. A., Denisenko V. V., Tkachev I. G. Calculation and Design of Pile Foundations for High-Rise Buildings in Complex Soil Conditions // Foundations. 2021. No. 1. P. 50–62.
5. Yang H.Z., Wang L.A., Zhao J.C. Analysis of the Effects of Rheology on the Band Structures of Periodic Pile Barriers in Cohesive Soils. // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2023. Vol. 60. P. 7–14. <https://doi.org/10.1007/s11204-023-09857-4>.
6. Никифорова Н. С., Коннов А. В. Прогноз деформаций оснований окружающей застройки с учетом защитных мероприятий // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2020. № 6. С. 7–12.
Nikiforova N. S., Konnov A. V. Prediction of deformation of the foundations of the surrounding development taking into account protective measures // Footings, foundations and soil mechanics. 2020. No. 6. P. 7–12.
7. Мирсаяпов Илизар Т., Айсин Н.Н. Оценка влияния устройства глубокого котлована на дополнительные осадки зданий окружающей застройки // Известия КГАСУ. 2022. № 3 (61). С. 6-13. DOI:10.52409/20731523_2022_3_6, EDN: ESCYYW.
Mirsayapov Ilizar T., Aysin N.N Assessment of the deep excavation effect on additional settlement of surrounding buildings.// News KSUAE, 2022 No. 3 (61). P. 6-13. DOI:10.52409/20731523_2022_3_6, EDN: ESCYYW.
8. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Ванина Ю.В. Осадка и несущая способность оснований и фундаментов вблизи вертикальной выемки // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17, № 4. С. 443-453. DOI 10.22227/1997-0935.2022.4.443-453. EDN GULRMX.

- Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Vanina Yu.V. Settlement and bearing capacity of foundations adjacent to vertical excavation // *Bulletin of MGSU*. 2022. Vol. 17. No. 4. P. 443–453. DOI 10.22227/1997-0935.2022.4.443–453. EDN GULRMX.
9. Деменков П. А., Комолов В. В. Исследование влияния строительства глубоких котлованов на оседания массива в плоской и пространственной постановке // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2023. № 6. С. 97–110. DOI:10.25018/0236_1493_2023_6_0_97.
Demenkov P. A., Komolov V. V. Study of influence of the deep pit construction on soil mass settlement in flat and spatial formulation // *Mining Information and Analytical Bulletin*. 2023. No. 6. P. 97–110. DOI: 10.25018/0236_1493_2023_6_0_97.
10. Mirsayapov, I., Sharaf, H.M.A. Studies of Clay Soils Under Triaxial Block Cyclic Loading // *Lecture Notes in Networks and Systems*. 2023. 574 LNNS. P. 2378–2386.
11. Sharafutdinov R.F. Clay soil stiffness under consolidated isotropic drained triaxial tests // *Magazine of Civil Engineering*. 2023. 121(5). Article no. 12106. DOI: 10.34910/MCE.121.6.
12. Lunev A.A., Katsarskii R.S. Influence of Water Content and Degree of Compaction on the Mechanical Properties of Soils of Various Geneses // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2022. Vol.59. P. 417–421.
13. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М. : Изд-во АСВ, 2023, 1084 с.
Geotechnical Handbook: Bases, Foundations and Underground Structures. Moscow: ASV Publishing House, 2023, 1084 p.
14. Конюшков В. В. Анализ методов аналитических расчетов осадок фундаментов во времени // *Вестник гражданских инженеров*. 2020. № 4 (81). С. 106–114. DOI: 10.23968/1999-5571-2020-17-4-106-114.
Konyushkov V. V. Analysis of methods for analytical calculation of foundation settlement in time // *Bulletin of Civil Engineers*. 2020. No. 4 (81). P. 106–114. DOI: 10.23968/1999-5571-2020-17-4-106-114.
15. Колыбин И.В., Попсуенко И.К., Когай В.К. Исследования оползня на склоне реки Москвы // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2016. № 1. С. 25–29. EDN VTPOJL.
Kolybin I.V., Popsuenko I.K., Kogai V.K. A Study of a Slump in the Moscow River Slope. // *Footings, foundations and soil mechanics*, No. 1, P. 25–29, January–February, 2016.
16. Сун Х. С., Ли Д. Х, Чен Ю. Д. Поведение тоннеля, вызванное длительной осадкой глинистого грунта // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2025. № 5. С. 24–32. DOI: 10.1007/s11204-025-10080-6.
Sun H. S., Li J. H., Chen Y. D. Tunnel Behavior Caused by long-term clay soil Settlement // *Footings, foundations and soil mechanics*. 2025. Vol. 62, No. 5. P. 451–459. DOI: 10.1007/s11204-025-10080-6.
17. Giao P. H., Thoang Ta Thi, Hoang Hiep Doan Huy Hien, Long Pham, Kieu Nguyen, Nguyen Tien Dung. Geological-geotechnical correlation of a deltaic subsoil profile and characterization of its uppermost soft marine clay deposit with reference to infrastructure development in the Saigon-Dong Nai delta, Vietnam // *Bull Eng Geol Environ*. 2023. № 82, 441. <https://doi.org/10.1007/s10064-023-03461-4>.
18. Siraziev L. F., Sergeev D. N. Experimental studies of the various soils bedding influence on the stress-strain state of a layered subsoil base of the slab foundation // *E3S Web of Conferences*. 2021. Vol. 274. 03021.
19. Сиразиев Л. Ф. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния трехслойного грунтового основания при кратковременных штамповых испытаниях и наличии водонасыщенного слоя // *Известия КГАСУ*. 2017. № 4 (42). С. 228–236.
Siraziev L. F. Experimental studies of the stress-strain state of a three-layer soil foundation under short-term plate tests and in the presence of a water-saturated layer // *News of KSUAE*. 2017. No. 4(42). P. 228–236.

20. Сиразиев Л. Ф., Набиев Р. Р. Экспериментальные исследования влияния мощности слоев грунта на напряженно-деформированное состояние слоистого грунтового основания плитного фундамента // Известия КГАСУ. 2020. № 4(54). С. 15–22.
Siraziev L.F., Nabiev R.R. Experimental studies of the influence of the thickness of soil layers on the stress-strain state of a layered soil base of a slab foundation // News of KSUAE. 2020. No. 4(54). P. 15–22.
21. Elgamal A. Guidelines for Geotechnical Finite-Element Modeling // Open Civ Eng J. 2021. Vol. 15. <http://dx.doi.org/10.2174/1874149502115010424>.
22. Zhang W., Sun W., Yuan W. et al. Progress and prospect of particle finite element method for large deformation simulation in geotechnical engineering // Comp. Part. Mech. 2025. Vol. 12. P. 1893–1911. <https://doi.org/10.1007/s40571-025-01000-4>.
23. Dhadse G.D., Ramtekkar G.D., Bhatt G. Finite element modeling of soil structure interaction system with interface: a review // Archives of Computational Methods in Engineering. 2021. Vol. 28, No. 5. P. 3415–3432. <https://doi.org/10.1007/s11831-020-09505-2>.
24. Шохирев М.В. Экспериментальные исследования несущей способности двухслойного основания // Вестник СГУПС. 2024. № 1(68). С. 93–102. DOI: 10.52170/1815-9265_2024_68_93.
Shokhirev M.V. Experimental studies of the bearing capacity of a two-layer base // Bulletin of SGUPS. 2024. No. 1(68). P. 93–102. DOI: 10.52170/1815-9265_2024_68_93.
25. Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Исследования сопротивления грунта сдвигу по контактной поверхности конструкций // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2020. № 2. С. 16–21.
Isaev O.N., Sharafutdinov R.F. Investigations of soil shear resistance along the contact surface of structures // Footings, foundations and soil mechanics. 2020. No. 2. P. 16–21.
26. Dimov L.A. Field Plate Tests to Determine Deformability of Layered Soil Bases // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1990. Vol. 27, No. 3. P. 87–90. DOI: 10.1007/BF02306108.
27. Khosravi, M., A. Khosravi, R. Boulanger, J. DeJong, D. Wilson, M. Hajjalilue Bonab. Test MKH05 - Centrifuge Modeling of Cone Penetration Testing in Layered Soil // Liquefaction Evaluations of Finely Interlayered Sands, Silts and Clays. DesignSafe-CI. 2021. <https://doi.org/10.17603/ds2-t4kz-0c30>.
28. Hosseini Fani M., Bagherzadeh Khalkhali A., Ganjian N. Experimental and Numerical Investigation of Strip Footing Behavior on Sand with a Weak Layer of Varying Thicknesses and Overburden Loads // Iran J Sci Technol Trans Civ Eng. 2024. Vol. 48. P. 3607–3620. DOI: 10.1007/s40996-024-01417-6.
29. Oliveira G., Falorca I. Stress-strain relationship in homogeneous and two-layered triaxial test specimens // KnE Engineering. 2020. Vol. 5, No. 5. P. 88–99. DOI: 10.18502/keg.v5i5.6923.
30. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Influence of initial defects on the strength of clay soil under triaxial compression // In book: Smart Geotechnics for Smart Societies. 2023. P. 417–421. <https://doi.org/10.1201/9781003299127-45>.
31. Mirsayapov I., Aysin N. Clay Soil Deformations Under Regime Long-Term Triaxial Compression Taking into Account Initial Defects // Lecture Notes in Civil Engineering. 2023. Vol. 291. P. 99–108.
32. Zhang Z.-L., Cui Z.-D., Zhao L.-Z. Shear strength of sand–clay interfaces through large-scale direct shear tests // Arabian Journal for Science and Engineering. 2020. Vol. 45, No. 5. P. 4343–4357. DOI: 10.1007/s13369-020-04459-w.
33. Frikha W., Bouassida M., Canou J. Experimental study of sand-clay interface shear behavior // Proceedings of the 1st International Conference on Geotechnical Engineering. 2017. P. 89–96.
34. Ozturk S., Ergun M.U. Experimental Investigation of Granular Soil and Clay Interfaces with Direct Shear Tests // Geotechnics. 2026. Vol. 6, No. 1. Art. 30. DOI: 10.3390/geotechnics6010030.

35. Sidorov V.V., Almakaeva A.S. Soil and structure interaction investigation features // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. Vol. 869, No. 7. Art. 072013. DOI: 10.1088/1757-899X/869/7/072013.
36. Larsson J., Flansbjer M. Experimental investigation of the system normal stiffness of a 5 MN direct shear test setup and the compensation of it in CNS direct shear tests // IOP Conference Series : Earth and Environmental Science. 2021. Vol. 833. Art. 012037. DOI: 10.1088/1755-1315/833/1/012037.
37. Yin K., Fauchille A.-L., Di Filippo E., Kotronis P., Sciarra G. A Review of Sand–Clay Mixture and Soil–Structure Interface Direct Shear Test // Geotechnics. 2021. Vol. 1, No. 2. P. 260–306. DOI: 10.3390/geotechnics1020014.
38. Yin K., Liu J., Vasilescu A.-R., Di Filippo E., Othmani K. A Procedure to Prepare Sand–Clay Mixture Samples for Soil–Structure Interface Direct Shear Tests // Applied Sciences. 2021. Vol. 11, No. 12. Art. 5337. DOI: 10.3390/app11125337.
39. Burmister D.M. The general theory of stresses and displacements in layered soil systems. I, II, III // Journal of Applied Physics. 1945. Vol. 16, No. 2, 3, 5. P. 89–94, 126–127, 296–302.
40. Егоров К.Е. Распределение напряжений и перемещений в основании конечной толщины // Сборник трудов НИИ оснований. Механика грунтов. М.: Госстройиздат, 1961. № 43.
Egorov K.E. Distribution of stresses and displacements in a foundation of finite thickness // Collection of works of Research institute of foundations. Soil mechanics. Moscow: Gosstroyizdat, 1961. No. 43.
41. Шохирев М.В. К методике расчета несущей способности двухслойных оснований // Вестник СГУПС. 2022. № 3(62). С. 57–66.
Shokhirev M.V. On the method of calculating the bearing capacity of two-layer bases // Bulletin of SGUPS. 2022. No. 3(62). P. 57–66.
42. Markov N.S., Linkov A.M. An effective method to find Green's functions for layered media // Materials Physics and Mechanics. 2017. Vol. 32, No. 2. P. 133–143. DOI: 10.18720/MPM.3222017-5.
43. Айзикович С.М., Александров В.М., Белоконов А.В., Кренев Л.И., Трубочик И.С. Контактные задачи теории упругости для неоднородных сред. М.: Физматлит, 2006, 240 с. ISBN 5-9221-0661-9.
Aizikovich S.M., Alexandrov V.M., Belokon' A.V., Krenev L.I., Trubchik I.S. Contact problems of elasticity theory for inhomogeneous media. M. : Fizmatlit, 2006, 240 p.
44. Александров В.М., Пожарский Д.А. Трёхмерные контактные задачи. М.: Физматлит, 2001, 320 с. ISBN 5-9221-0082-3.
Alexandrov V.M., Pozharsky D.A. Three-dimensional contact problems. M.: Fizmatlit, 2001, 320 p. ISBN 5-9221-0082-3.
45. Borodachev A.N. Elastic equilibrium in a layer inhomogeneous with depth // International Applied Mechanics. 1988. Vol. 24, No. 8. P. 753–758. DOI: 10.1007/BF00896384.
46. Чебаков М. И., Колосова Е. М. Интегральные уравнения контактных задач для трехслойной полосы // Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. Серия: Естественные науки. 2012. № 6 (172). С. 34–37.
Chebakov M.I., Kolosova E.M. Integral equations of contact problems for a three-layer strip // News of higher educational institutions. North-Caucasus region. Seria: Sciences. 2012. No. 6 (172). P. 34–37.
47. Цветков А.Б., Фрянов В.Н. Синтез краевой задачи теории упругости и статического давления для математического моделирования напряженно-деформированного состояния в многослойном кусочно-однородном массиве при действии гравитации // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2013. № 2. С. 141–146.
Tsvetkov A.B., Fryanov V.N. Synthesis of a boundary value problem of the theory of elasticity and static pressure for mathematical modeling of a stress-strain state in a multilayer piecewise homogeneous array under the action of gravity // Mining information and analytical bulletin. 2013. No. 1. P. 398–402.

48. Кудрявцев С.Г., Булдакова Ю.М. Анализ напряженного состояния трехслойного анизотропного основания // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 6. С. 16–24.
Kudryavtsev S.G., Buldakova Yu.M. Analysis of the stress state of a three-layer anisotropic foundation // Structural mechanics of engineering structures and buildings. 2017. No. 6. P. 16–24.
49. Чанышев А.И., Белоусова О.Е. Учет блочности в математических моделях массива горных пород // Фундаментальные и прикладные вопросы горных наук. 2019. Т. 6, № 1. С. 249–255. DOI: 10.15372/FPVGN2019060143.
Chanyshv A.I., Belousova O.E. Taking into consideration block structure in mathematical models of rock mass // Fundamental and Applied Issues of Mining Sciences. 2019. Vol. 6, No. 2. P. 45–52.
50. Цветков А.Б., Фрянов В.Н. Численное моделирование прорастания зародившейся на контакте слоев трещины в кровле угольного пласта в окрестности выработки // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2013. № 10. С. 212–217.
Tsvetkov A.B., Fryanov V.N. Numerical modeling of the propagation of a crack originating at the contact of layers in the roof of a coal seam near a mine working // Mining information and analytical bulletin. 2013. No. 10. P. 212–217.
51. Чанышев А. И., Белоусова О. Е. Определение сопротивления среды при внедрении в неё жёсткой сваи // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2025. № 9. С. 5–14. DOI: 10.25018/0236_1493_2025_9_0_5.
Chanyshv A.I., Belousova O.E. Determination of medium resistance during embedding of a rigid pile // Mining Informational and Analytical Bulletin. 2025. No. 9. P. 5–14. DOI: 10.25018/0236_1493_2025_9_0_5.
52. Усольцева О.М., Цой П.А., Семенов В.Н. Влияние структуры слоистых горных пород и геоматериалов на деформационно-прочностные свойства при растяжении и объемном сжатии // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2016. № 2. С. 57–66.
Usoltseva O.M., Tsoy P.A., Semenov V.N. Influence of the structure of layered rocks and geomaterials on deformation-strength properties under tension and triaxial compression // Physical and technical problems of mineral resources mining. 2016. No. 2. P. 57–66.
53. Строкова Л.А., Шигорина Е.Г. Взаимосвязь структурно-текстурных особенностей горных пород и их прочности // Известия Томского политехнического университета. 2010. Т. 317, № 1. С. 156–160.
Strokova L.A., Shigorina E.G. Relationship between structural and textural features of rocks and their strength // News of TPU. 2010. Vol. 317, No. 1. P. 156–160.
54. Никитин И.С. Динамические модели слоистых и блочных сред с проскальзыванием, трением и отслоением // Известия РАН. Механика твердого тела. 2008. № 4. С. 154–165.
Nikitin I.S. Dynamic models of layered and block media with slip, friction and delamination // News of Russian Academy of Sciences. Mechanics of rigid bodies. 2008. No. 4. P. 154–165.
55. Вишняков Н.Н. Исследование очертания поверхности скольжения в слоистом основании при моделировании работы распорных сооружений // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16, № 6. С. 749–759.
Vishnyakov N.N. Study of the shape of the slip surface in a layered base when modeling the work of thrust structures // Bulletin of MGSU. 2021. Vol. 16, No. 6. P. 749–759.
56. Han Z., Zhang J., Yang L., Hou Z., Yuan B. Analysis of the influence of interlayer discontinuity conditions on the dynamic responses of multilayered poroelastic soil // Computers and Geotechnics. 2024. Vol. 169. Art. 106567. DOI: 10.1016/j.compgeo.2024.106567.

57. Di Laora R., Mandolini A., Mylonakis G. Insight on kinematic bending of flexible piles in layered soil // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2012. Vol. 43. P. 309–322. DOI: 10.1016/j.soildyn.2012.06.020.
58. Goodman R.E., Taylor R.L., Brekke T.L. A model for the mechanics of jointed rock // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1968. Vol. 94, No. 3. P. 637–659.
59. Desai C.S., Zaman M.M., Lightner J.G., Siriwardane H.J. Thin-layer element for interfaces and joints // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1984. Vol. 8, No. 1. P. 19–43.
60. Liu H., Pan E. Time-harmonic loading over transversely isotropic and layered elastic half-spaces with imperfect interfaces // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018. Vol. 107. P. 35–47. DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.01.008.
61. Wang J., Fang S. State space solution of non-axisymmetric Biot consolidation problem for multilayered porous media // *International Journal of Solids and Structures*. 2003. Vol. 40, No. 7. P. 1699–1721.
62. Chen G.J. Consolidation of multilayered half-space with anisotropic permeability and compressible constituents // *International Journal of Solids and Structures*. 2004. Vol. 41, No. 16–17. P. 4567–4586.
63. Ai Z.Y., Cheng Y.C. Extended precise integration method for consolidation of transversely isotropic poroelastic layered media // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2014. Vol. 38, No. 15. P. 1571–1587.
64. Xie J., Wen M., Ding P. et al. Interfacial flow contact resistance effect for thermal consolidation of layered viscoelastic saturated soils with semi-permeable boundaries // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2024. Vol. 48, No. 15. P. 3640–3679. DOI: 10.1002/nag.3805.
65. Xie J., Wen M., Tu Y. et al. Thermal consolidation of layered saturated soil under time-dependent loadings and heating considering interfacial flow contact resistance effect // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2024. Vol. 48, No. 5. P. 1123–1159. DOI: 10.1002/nag.3677.
66. Xie J., Wen M., Gao Z. et al. An interfacial flow contact model for 2D plane strain consolidation analysis of layered saturated soil under continuous drainage boundaries // *Computers and Geotechnics*. 2025. Vol. 178. Art. 106993. DOI: 10.21203/rs.3.rs-3908651/v1.
67. Андреев В. И., Турусов Р. А., Цыбин Н. Ю. Определение напряжённо-деформированного состояния трёхслойной балки с применением метода контактного слоя // *Вестник МГСУ*. 2016. № 4. С. 17–26.
Andreev V.I., Turusov R.A., Tsybin N.Yu. Determination of the stress-strain state of a three-layer beam using the contact layer method // *Bulletin of MGSU*. 2016. No. 4. P. 17–26.
68. Andreev V., Tsybin N., Turusov R. Layered composite and contact layer. Effective modulus of elasticity // *E3S Web of Conferences*. 2019. Vol. 97. Art. 04071. DOI: 10.1051/e3sconf/20199704071.
69. Балафендиева И.С., Бережной Д.В., Егоров Д.А. Расчет осадок в многослойном физически нелинейном грунте при прокладке тоннелей метрополитена // *Научно-технический вестник Поволжья*. 2012. № 2. С. 23–26.
Balafendieva I.S., Berezhnoy D.V., Egorov D.A. Calculation of settlements in a multi-layer physically nonlinear soil during subway tunnel construction // *Scientific and technical bulletin of the Volga region*. 2012. No. 2. P. 23–26.
70. Stutz H., Mašin D. Hypoplastic interface models for finegrained soils // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2017. Vol. 41, No. 2. P. 284–303. DOI: 10.1002/nag.2561.
71. Hu L., Pu J. Testing and Modeling of SoilStructure Interface // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2004. Vol. 130, No. 8. P. 851–860. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:8(851).
72. Lashkari A., Jamali V. Global and local sand–geosynthetic interface behaviour // *Géotechnique*. 2020. Vol. 71, No. 4. P. 346–367. DOI: 10.1680/jgeot.19.p.109.

73. Saberi M., Annan C.D., Konrad J.-M. Three-dimensional constitutive model for cyclic behavior of soil-structure interfaces // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2020. Vol. 134. Art. 106162. DOI: 10.1016/j.soildyn.2020.106162.
74. Hosseinali M., Toufigh V. A plasticity based constitutive model for the behavior of soil-structure interfaces under cyclic loading // *Transportation Geotechnics*. 2017. Vol. 14(12). P. 41–51. DOI: 10.1016/j.trgeo.2017.10.001.
75. Meyerhof G.G. Ultimate bearing capacity of footings on two-layer cohesive subsoil // *Canadian Geotechnical Journal*. 1974. Vol. 11, No. 1. P. 42–51.
76. Meyerhof G.G., Hanna A.M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load // *Canadian Geotechnical Journal*. 1978. Vol. 15, No. 4. P. 565–572.
77. Liu G., Liu C. Derivation of the ultimate bearing capacity formula for layered foundations based on Meyerhof's theory // *Applied Sciences*. 2024. Vol. 14, No. 12. Art. 5121. DOI: 10.3390/app14125121.
78. Chen W.F. Limit analysis and soil plasticity. Amsterdam: Elsevier, 1975, 638 p.
79. Xu D.P., Feng X.T., Cui Y.J. A simple shear strength model for interlayer shear weakness zone // *Engineering Geology*. 2012. Vol. 147. P. 114–123. DOI: 10.1016/j.enggeo.2012.07.016.
80. Ющубе С.В., Подшивалов И.И. Моделирование напряжённо-деформированного состояния разноразного основания плитного фундамента массивного железобетонного здания // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2025. Т.27. № 2. С. 151–160. DOI: 10.31675/1607-1859-2025-27-2-151-160.
Yushchube S.V., Podshivalov I.I. Modeling of Stress-Strain State of Raft Foundation Split-Level Base of Massive Concrete-Steel Building // *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2025. V.27 No. 2. P. 151–160. DOI: 10.31675/1607-1859-2025-27-2-151-160.
81. Cai Z., Fan K., Zhu X. Research on nonlinear constitutive model of interface considering cyclic softening // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2025. Vol. 47, No. 10. P. 2015–2025. DOI: 10.11779/CJGE20240868.
82. Pardo B., Konrad J. Modelling volumetric and strength behaviours of sheared contact zone between dam soils // *Dams and Reservoirs*. 2025. Vol. 35, No. 3. P. 68–76. DOI: 10.1680/jdare.24.00102.
83. Niebler M., Chrisopoulos S., Cudmani R., Rebstock D. A general framework to simulate soil-structure interface behaviour using advanced constitutive models // *Modelling*. 2025. Vol. 6, No. 1. Art. 11. DOI: 10.3390/modelling6010011.
84. Литвин О. Методика учета процесса уплотнения грунтов при оценке взаимодействия конструкций с грунтовым основанием методом конечных элементов // *Сопротивление материалов и теория сооружений*. 2024. № 112. С. 27–40. URL: <http://opir.knuba.edu.ua/uk/>.
Litvin O. Method of taking into account the soil compaction process when assessing the interaction of structures with the soil base using the finite element method // *Strength of Materials and Theory of Structures*. 2024. No. 112. P. 27–40. URL: <http://opir.knuba.edu.ua/uk/>.
85. Xiao S., Yue Z.Q. Precise boundary element method for nonhorizontally layered foundations and its applications // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2025. Vol. 47, No. 5. P. 903–913. DOI: 10.11779/CJGE20240005.
86. Сиразиев Л.Ф., Богданов Р.Р. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния двухслойного грунтового основания плитного фундамента при жестком подстилающем слое // *Известия КГАСУ*. 2012. № 1 (19). С. 67–73.
Siraziev L.F., Bogdanov R.R. Experimental studies of the stress-strain state of a two-layer soil foundation of a slab foundation with a rigid underlying layer // *Izvestiya KGASU*. 2012. No. 1(19). P. 67–73.
87. Boufarh R., Abbeche K., Abdi A. Experimental Investigation of Interference Between Adjacent Footings on Layered Cohesionless Soil // *Soil Mechanics and Foundation*

- Engineering. 2019. Vol. 56, No. 2. P. 128–135. <https://doi.org/10.1007/s11204-019-09580-z>.
88. Ghosh P., Kumar S. Interference effect of two nearby strip footings on layered soil // International Journal of Geotechnical Engineering. 2011. Vol. 5, No. 3. P. 289–298. DOI: 10.3328/IJGE.2011.05.03.289-298.
89. Hayroyan S.H., Hayoyan H.S. Some issues of determining the maximum shear resistance of the layered soils] // Proceedings of the YSU C: Geological and Geographical Sciences. 2020. Vol. 54, No. 1 (251). P. 11–16. DOI: 10.46991/PYSU:C/2020.54.1.011.
90. Тимофеев О.В., Дашко Р.Э., Конокотов Н.С. Зависимость прочности слоистого материала от сцепления и трения на контактах слоев // Записки Горного института. 1974. Т. 64, вып. 1. С. 34–39.
Timofeev O.V., Dashko R.E., Konokotov N.S. Dependence of the strength of a layered material on cohesion and friction at the contacts of layers // Notes of Mining Institute. 1974. Vol. 64, iss. 1. P. 34–39.
91. Ляшенко П.А., Денисенко В.В. Контактное взаимодействие элементов микроструктуры глинистого грунта // Политематический сетевой электронный научный журнал Кубанского государственного аграрного университета (Научный журнал КубГАУ). 2012. № 78(04). С. 291–318.
Lyashenko P.A., Denisenko V.V. Contact interaction of elements of the microstructure of clay soil // Polytechnical network electronic scientific journal of the Kuban State Agrarian University (Scientific journal of KubGAU). 2012. No. 78(04). P. 291–318.
92. Денисенко В.В., Ляшенко П.А. Метод определения максимальной плотности и оптимальной влажности грунтов в компрессионном приборе // Архитектурно-строительный и дорожно-транспортный комплексы: проблемы, перспективы, инновации: сборник материалов V Международной научно-практической конференции, посвящённой 90-летию СибАДИ. — Омск: Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ), 2021. С. 507–513.
Denisenko V.V., Lyashenko P.A. Method for determining maximum density and optimal moisture content of soils in a compression device // Architectural, construction and road-transport complexes: problems, prospects, innovations: Proceedings of the V International Scientific and Practical Conference dedicated to the 90th anniversary of SibADI. — Omsk: Siberian State Automobile and Highway University (SibADI), 2021. P. 507–513.
93. Ji C., Xie W., Yang Q., Qu C., Fan P., Wu Z., Yuan K. Microstructural Mechanisms Influencing Soil-Interface Shear Strength: A Case Study on Loess and Concrete Plate Contact // Buildings. 2025. Vol. 15, No. 19. Art. 3512. DOI: 10.3390/buildings15193512.
94. Thomas H.S., Airey D.W. Effect of partial saturation on shear strength of a highplasticity clay and soil–structure interface // Canadian Geotechnical Journal. 2002. Vol. 39 (4). P. 894–907. DOI: 10.1139/cgj-39-4-894.
95. Jalili J., Jafari M.K. A correlation for cyclic degradation of natural clayey and sandy soils at different strain amplitudes // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2025. Vol. 188, Part B. Art. 109084. DOI: 10.1016/j.soildyn.2024.109084.
96. Zhang T., Li T., Feng S. Elastoplastic modelling for long-term cyclic stability of soft clays with consideration of structure damage // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2023. Vol. 166. Art. 107727. DOI: 10.1016/j.soildyn.2022.107727.
97. Буслов А.С., Бакулина А.А. Модель нелинейного повреждаемо-упрочняющегося основания // Вестник МГСУ. 2012. № 4. С. 82–87.
Buslov A.S., Bakulina A.A. Model of a nonlinear damage-hardening base // Bulletin of MGSU. 2012. No. 4. P. 82–87.
98. Глаголев В.В., Маркин А.А., Фурсаев А.А. Моделирование образования новых материальных поверхностей в процессах когезионного разрушения композита с адгезионным слоем // Известия Тульского государственного университета. Естественные науки. 2017. № 4. С. 75–86.

- Glagolev V.V., Markin A.A., Fursaev A.A. Modeling of the formation of new material surfaces in the processes of cohesive fracture of a composite with an adhesive layer // News of Tula State University. Sciences. 2017. No. 4. P. 75–86.
99. Singh M., Khalkho P. Modelling of Fatigue Damage Evolution of Two Natural Rocks Under Cyclic Loading // International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering. 2022. Vol. 8, No. 1. Article 8. DOI: 10.1007/s40891-021-00348-w.
100. Shi G.Q., Lin H., Burgmann R. et al. Early soil consolidation from magnetic extensometers and full resolution SAR interferometry over highly decorrelated reclaimed lands // Remote Sensing of Environment. 2019. Vol. 231. Art. 111231. DOI: 10.1016/j.rse.2019.111231.
101. Burnol, A., Fomelis, M., Gourdier, S., Raucoules, D. Characterization of clay shrinking and swelling at the Chaingy site (Centre-Val de Loire) combining in situ extensometers, SMOS surface soil moistures and Sentinel-1 interferometric spaceborne measurements // EGU General Assembly 2020. Art. EGU2020-11592. DOI: 10.5194/EGUSPHERE-EGU2020-11592.
102. Zhu Y.B., Han Y.T., Lan H.X., Miao S.S., Li W.J. Experimental Study on Influence of Contact Angle on Shear Strength of Interfaces Between Loess and Hipparion Red Clay // Journal of Engineering Geology. 2021. Vol. 29, No. 3. P. 879–890. DOI: 10.13544/j.cnki.jeg.2021-0041.
103. Zhu Y.B., Miao S., Li H., Han Y., Lan H. An Empirical Shear Model of Interface Between the Loess and Hipparion Red Clay in a Loess Landslide // Frontiers in Earth Science. 2022. No. 9. P. 806–832. DOI: 10.3389/feart.2021/806832.
104. Wang H., Gong H., Zhang J., et al. Layered Monitoring of Ground Subsidence Based on Ultra-Weak FBG Sensing Technology: A Case Study in Gaoyang County, China // Micromachines. 2025. Vol. 16, No. 12. P. 1380. DOI: 10.3390/mi16121380.
105. Song D., Chen Z., Dong L. Monitoring analysis of influence of extra-large complex deep foundation pit on adjacent environment: a case study of Zhengzhou City, China // Geomatics, Natural Hazards and Risk. 2020. Vol. 11, no. 1. P. 2036–2057.
106. Ананенко Е.В., Бахаева С.П. Анализ риска развития деформаций и геомеханический мониторинг для природно-технических систем "отвал - основание". // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2023. № 9. С. 5–21. DOI: 10.25018/0236_1493_2023_9_0_5.
Ananenko E.V., Bakhaeva S.P. Deformation development risk analysis and geo-mechanical monitoring for natural and technical 'dump-base' systems. // Mining Informational and Analytical Bulletin. 2023. No.9. P. 5–21. DOI: 10.25018/0236_1493_2023_9_0_5.

Информация об авторах

Королева Ирина Владимировна, кандидат технических наук, доцент, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Российская Федерация

E-mail: ofdsiig.koroleva@bk.ru, ORCID 0000-0003-4475-988X

Гирфанова Алина Эриковна, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Российская Федерация

Email: girfanova.alinka@gmail.com

Information about the authors

Irina V. Koroleva, Candidate of technical sciences, Associate Professor, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation

E-mail: ofdsiig.koroleva@bk.ru, ORCID 0000-0003-4475-988X

Alina E. Girfanova, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation

Email: girfanova.alinka@gmail.com

Дата поступления: 04.07.2026

Дата принятия: 30.09.2026