

ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ NUMERICAL METHODS OF STRUCTURES' ANALYSIS

DOI 10.22363/1815-5235-2020-16-4-261-270
УДК 624.824

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Выбор математических моделей грунтов в статических и сейсмических расчетах грунтовых плотин

Ю.П. Ляпичев

АО «Институт “Гидропроект”», Российская Федерация, 125993, Москва, Волоколамское шоссе, 2,
Международная комиссия по большим плотинам (ICOLD), Французская Республика, 75016, Париж, Avenue Kleber, 61
lyapichev@mail.ru

История статьи:

Поступила в редакцию: 30 мая 2020 г.
Доработана: 5 июля 2020 г.
Принята к публикации: 17 июля 2020 г.

Аннотация

Актуальность. Численные статические и сейсмические (динамические) расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтовых плотин обычно выполняются с применением различных вычислительных программ, в которых используются разные, часто сложные математические модели грунтов. Однако правильный выбор этих моделей остается за пользователем программы, обычно не имеющим достаточного опыта, поэтому результаты расчетов часто бывают непонятными и ошибочными. Таким образом, **цели настоящего исследования** – разработка рекомендаций по выбору достоверных математических моделей грунтов в численных расчетах грунтовых плотин и их сравнение с наиболее распространенными моделями в современной практике применения. **Методы.** Глубокий сравнительный анализ многих моделей грунтов проводился по результатам их применения в расчетах грунтовых плотинах во время работы в Комитете СИГБ (ICOLD) по численным расчетам и проектированию плотин. **Результаты.** На основе оценки достоверности моделей грунтов получены рекомендации по выбору и применению моделей в численных расчетах НДС грунтовых плотин при статических и сейсмических воздействиях; определены взаимодействия между результатами расчетов и данными мониторинга поведения плотин.

Ключевые слова: грунтовые плотины, численные расчеты, математические модели грунтов, напряженно-деформированное состояние, оценка достоверности моделей грунтов

Для цитирования

Ляпичев Ю.П. Выбор математических моделей грунтов в статических и сейсмических расчетах грунтовых плотин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 4. С. 261–270. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-261-270>

Введение

Будучи членом комитета СИГБ (ICOLD) в 1993–2013 гг. по численным расчетам и проектированию плотин, нам довелось отвечать за подготовку больших разделов двух Бюллетеней СИГБ, по-

священных грунтовым плотинам и математическим моделям грунтов [1–2].

В настоящей статье рассматриваются математические модели грунтов, применяемые в статических и сейсмических (динамических) численных расчетах грунтовых плотин. Динамический расчет означает, что сейсмическое воздействие используется в виде записанных или синтетических акселерограмм землетрясений.

Любая численная модель сооружения представляет собой упрощенное представление реальной физической системы, отклонениями от реальности которой являются: 1) упрощение геометрии (конечные

Ляпичев Юрий Петрович, эксперт АО «Институт “Гидропроект”» по зарубежным проектам, член Комитета СИГБ по компьютерным аспектам расчета и проектирования плотин, доктор технических наук, профессор, eLIBRARY SPIN-код: 3096-6362, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-3750-3165>

© Ляпичев Ю.П., 2020



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

границы, упущенные детали); 2) упрощение свойств материалов в принятых определяющих законах; 3) упрощение пространства изменений поведения материалов: например, в модели изменения в пространстве перемещений необходимо следовать функциям формы (со степенью 1 или 2), которые по сути лишь приближения, часто слишком грубые; 4) схематизация распределения нагрузок в пространстве и во времени.

Таким образом, результаты численных расчетов, которые обеспечивают применение численной модели, могут быть достаточно далекими от того, что происходит в реальности, в зависимости от принятых упрощений в расчетах. Сама численная модель не дает оценки собственного уровня неточности по отношению к реальной моделируемой системе.

1. Сравнение численных расчетов НДС различных грунтовых плотин при сейсмических и статических воздействиях

Выбор методов численных расчетов при сейсмических (динамических) воздействиях

При сейсмическом воздействии для определения реакции грунтовых плотин используются более сложные методы, чем при статическом. Реакция плотины зависит от нагрузок, которые она получает от основания и водохранилища (верхнего бьефа – ВБ), и изменения механических характеристик материалов, вызванных сейсмическим воздействием. Простые методы, такие как линейный эквивалентный метод Сиды (ЛЭМС), модифицируют модуль сдвига и коэффициент затухания колебаний как функцию искривления (деформации сдвига). ЛЭМС прямо не оценивает сейсмически возникающее давление в поровой воде грунта, хотя оно играет очень важную роль, когда грунты не плотные и могут уплотняться при землетрясении. Современные динамические методы учитывают поведение поровой воды при и после землетрясения. Они используют реологические законы, описывающие дилатансию (разуплотнение при сдвиге) грунта, эффекты его размягчения, деформационное упрочнение и др.

В простых динамических задачах необратимые перемещения грунтовой плотины рассчитываются по методу Ньюмарка [3]. Это включает определение предельного горизонтального ускорения колебаний, которое соответствует коэффициенту запаса устойчивости плотины 1,0 для заданной круговой или многоугольной поверхности скольжения. Согласно СП39.13330.2012 коэффициент запаса устойчивости грунтовой плотины превышает 1,0 с учетом класса плотины, коэффициента условий рабо-

ты и сочетания нагрузок. Затем, используя акселерограмму землетрясения в центре тяжести неустойчивой зоны плотины, дважды интегрируется предельное горизонтальное ускорение для получения горизонтального необратимого перемещения. В сложных динамических задачах метод Ньюмарка может использоваться для обеспечения неразрывности этих задач со стандартной инженерной практикой.

Методы расчета устойчивости грунтовых плотин являются простым способом использования исходных механических параметров грунта для определения коэффициента запаса устойчивости плотины. Однако опытный инженер по механике грунтов получит максимальную отдачу от расчетов, используя сложные численные модели, которые будут более точными инструментами.

Выбор типов моделей грунтов и методов их испытаний

Численные расчеты, проведенные с помощью линейной определяющей модели грунта, являются неполными, если не учтены сейсмические нагрузки низкой интенсивности. Поэтому следует применять связанные или несвязанные расчеты с нелинейными определяющими моделями с использованием пошагового интегрирования или по крайней мере эквивалентного линейного метода, последний является адекватным для оценки максимального ускорения, НДС, но не способен оценить остаточное НДС после сейсмического воздействия.

В динамических расчетах, как несвязанных, так и связанных с нелинейными определяющими моделями грунтов, основная трудность заключается в использовании этих моделей, способных достоверно описывать при динамических циклических нагрузках следующие аспекты: а) реакцию НДС на соответствующее обратное преобразование модели нагрузки; многие модели усиливают гистерезис колебаний по сравнению с данными экспериментов; б) рассеивание колебаний в системе «плотина – основание», вызванное пластическими деформациями и вязкими явлениями; в) явления циклической деградации (например, изменчивость НДС с ростом количества циклов); г) фазовые эффекты взаимосвязи (достоверный прогноз избыточного порового давления воды имеет определяющее значение для прогноза максимального ускорения и оценки постсейсмических эффектов). Поэтому нельзя считать, что связанные расчеты с использованием упруго-пластичных моделей грунтов являются более надежными, чем несвязанные, учитывая, что последние имеют критерии прогноза порового давления. Граница возможностей этого моделирования представлена трехфазной средой с

возможностью описания поведения частично водонасыщенных грунтов.

Если плотина находится в высокосейсмичном районе, свойства грунтов обычно определяются с помощью специальных экспериментов, таких как полевые динамические (на плотине и основании) и лабораторные (грунтов плотины и основания) испытания, обеспечивающих получение параметров деформации с требуемой точностью.

Менее надежным является прогноз параметров деформации, используемых в статическом расчете. Эти параметры сложно получить из полевых геотехнических испытаний, и они имеют низкую надежность при получении из лабораторных испытаний (например, трехосных). Относительно затухания колебаний, учитываемого в линейном эквивалентном и нелинейном расчетах, то общие оценки этого параметра вызывают высокий разброс результатов расчета.

Численные расчеты земляных плотин

Уровень сложности динамического расчета для прогноза поведения земляных плотин при сейсмических воздействиях выше относительно статических расчетов. Снижение надежности прогнозов объясняется повышенной сложностью определения условий нагружения в расчете и неопределенностями ряда факторов, среди которых наиболее важными являются: а) трудность определения и моделирования отражающих/поглощающих границ расчетной области; б) взаимодействие плотины с грунтом основания: в случае его сжимаемости это сильно меняет сейсмическую реакцию плотины по сравнению с жестким грунтом, необходимо обнаружить в аллювиальном основании прослойки с низкой плотностью и механическими параметрами, но трудно получить эти параметры; в) зависимость механических свойств грунта, определяющих сейсмическую реакцию плотины, от ее статического НДС.

При оценке реакции земляной плотины при и после сейсмического воздействия расчет ее НДС составляет основу любого прогноза. Общая устойчивость плотины, возможность разжижения грунта, поведение плотины после сейсмического воздействия, сосредоточенная фильтрация, гидравлический разрыв глинистого ядра и т. п. могут определяться и в псевдодинамических расчетах. С другой стороны, даже если выполняются псевдо-статические расчеты, они не могут достоверно учитывать такие важные явления, как эффект усиления амплитуды колебаний, остаточное избыточное поровое давление воды после сейсмического воздействия, разжижение грунта, перераспределение напряжений. Однако взаимодействие земляной плотины с ВБ существенно не изменяет частотную реакцию плотины.

Численные расчеты

каменно-земляных плотин с глинистым ядром

Для этих плотин с водонепроницаемым глинистым ядром только ядро и дренажи могут быть смоделированы с помощью реологического закона. Механическое поведение дренажей не является важным аспектом, поскольку они узкие, но их гидравлическое поведение следует учесть, так как это определяет граничные условия поведения воды в ядре. Продвинутое моделирование обеспечивает помощь в анализе риска гидравлического разрыва ядра путем расчета главного минимального напряжения и порового давления воды. Арочные эффекты в ядре (в его верховой или низовой грани), когда боковые зоны слабо деформируемые, или от берега к берегу в каньонах, или сочетание того и другого могут быть проанализированы с помощью этих методов. В настоящее время не существует адекватного закона поведения ядра, описывающего влияние наполнения ВБ на верховую зону плотины. Эта зона оседает при наполнении ВБ, хотя она насыщена водой и поэтому в ней низкие межблочные напряжения.

Численные расчеты каменно-насыпных плотин с непроницаемым экраном

В каменно-насыпной плотине с непроницаемым экраном вода ВБ обычно не проникает в плотину. Если вода, просачивающаяся из боковых примыканий плотины, и вода ВБ, поступающая в обход экрана, и/или грунтовые воды, поступающие с берегов, удовлетворительно контролируются цементационными и дренажными завесами, плотина может считаться неводонасыщенной. Проблема, которую следует решить, заключается в численных расчетах поведения экрана при статических и динамических нагрузках. Следовательно, принципиально, чтобы численная модель могла использовать реологический закон с деформационным упрочнением, который дает адекватное моделирование поведения каменной насыпи как функции ее напряженного состояния. Модель должна моделировать этап строительства плотины, так как закон деформационного упрочнения описывает историю нагружения материала плотины.

2. Классификация и выбор моделей грунтов в численных расчетах

Нелинейно-упругие модели

Этот тип моделей грунтов является наиболее простым и широко применяемым. Упругие модули (модуль Юнга, E , и коэффициент Пуассона, μ , или модули объемной деформации, B , и сдвига, G) принимаются нелинейно зависимыми от напряже-

ний. Эти модели включают до девяти параметров, легко определяемых из стандартных трехосных испытаний грунтов. Самая известная среди них – модель Дункана – Чанга [4], которая часто используется в статических расчетах грунтовых плотин, особенно каменно-насыпных с глинистыми ядрами, диафрагмами из асфальтобетона и экранами из железобетона.

Главным недостатком этих моделей является то, что все деформации грунта принимаются упругими и направление приращения напряжений зависит от направления приращения деформаций. Однако это допущение несправедливо для грунтовых плотин, в которых во время наполнения и опорожнения ВБ происходит поворот осей главных напряжений и изменение направления нагрузки. Таким образом, эти модели не учитывают влияние пути нагружения и не могут моделировать важный эффект дилатансии (разуплотнения при сдвиге) уплотненных грунтов и их нелинейное поведение при разгрузке и повторной нагрузке. Поэтому эти модели лучше всего использовать для расчетов одноосных земляных плотин из несвязных грунтов.

Упругие идеально пластичные модели

Среди них наиболее упрощенные модели – упругие идеально пластичные модели с критериями прочности Мора – Кулона, Мизеса и Друкера – Прагера. Известно, что эти приближения дают плохие результаты и не имеют реальных преимуществ в численных расчетах грунтовых плотин. Дилатансия несвязных грунтов контролирует предельные нагрузки грунтовых плотин. Тем не менее прогноз, выполненный с критериями прочности Мора – Кулона с ассоциированным правилом течения, нереально высокий.

Упруго-пластичные модели с упрочнением (модели УПУ)

Изотропные, кинематические и изотропно-кинематические правила упрочнения вследствие пластических объемных и сдвиговых деформаций приводят к моделям разной сложности. Модель критического состояния (КС или CS), разработанная Роско, Шофилдом и Берландом [5–6], модель бесконечного числа поверхностей (БЧП или INS), разработанная Мрозом, Норрисом и Зенкевичем [7], модели Лейда, Превоста и Зарецкого [8–11] – ряд примеров в этой группе моделей.

На данном этапе разработки моделей только модели УПУ могут достоверно описывать поведение грунтов. Список этих моделей с диапазоном их применимости, типов нагрузок и формулиров-

ки моделей приведены в нашей статье [12]. Хорошо разработанная модель КС (модифицированная модель Кэм-Клей) является основой около 30 моделей, предложенных для монотонных и циклических нагрузок. В формулировках моделей указаны правила течения (связанные или несвязанные) и правила упрочнения (изотропные или кинематические), так как это оказывает большое влияние на компьютерную реализацию моделей. Модель КС, разработанная для нормально уплотненных (Н-У или N-C) и слабо переуплотненных (коэффициент переуплотнения не более 2,0) глин, представляет собой простую модель с 4–5 параметрами и способна качественно предсказать основные аспекты поведения грунтов.

Далее рассмотрены наиболее распространенные в практике проектирования грунтовых плотин математические модели Кэм-Клей, применяемые в статических расчетах этих плотин.

Модифицированная модель Кэм-Клей (МКК)

Модель МКК была первоначально разработана для трехосных условий нагрузки. Экспериментальные измерения на мягких глинах послужили основой для развития конститутивной модели, выражающей изменение коэффициента пористости e (объемная деформация ε_v) в зависимости от логарифма эффективной длины напряжения σ_m^{eff} , как видно двух графиков на рис. 1. Оба графика связаны следующим образом:

$$\lambda^* = \lambda / (1 + e); k^* = k / (1 + e),$$

где k – наклон набухания; λ – наклон нормали уплотнения; e – текущий коэффициент пористости.

Первый график состоит из нормали уплотнения (NCL) и ряда кривых набухания. При первичной загрузке грунт деформируется вниз NCL. Далее он уплотняется до определенного напряжения (давления предварительного уплотнения p_c) и разгружается до текущего набухания. Затем после перезагрузки грунта на первых этапах он деформируется к кривой набухания и достигает напряженного состояния (параметра p_c), который был до разгрузки. В этот момент грунт начинает деформироваться до NLC (первичная нагрузка – кривая сжатия).

Параметры k и λ определяются по формулам $k = 1,3C_c(1 - \nu) / (1 + \nu)$; $\lambda = C_s / 2,3$; где C_c – коэффициент одномерной сжимаемости; C_s – коэффициент одномерного расширения; k – угловой коэффициент линии критического состояния; λ – угловой коэффициент нормали уплотнения; ν – коэффициент Пуассона.

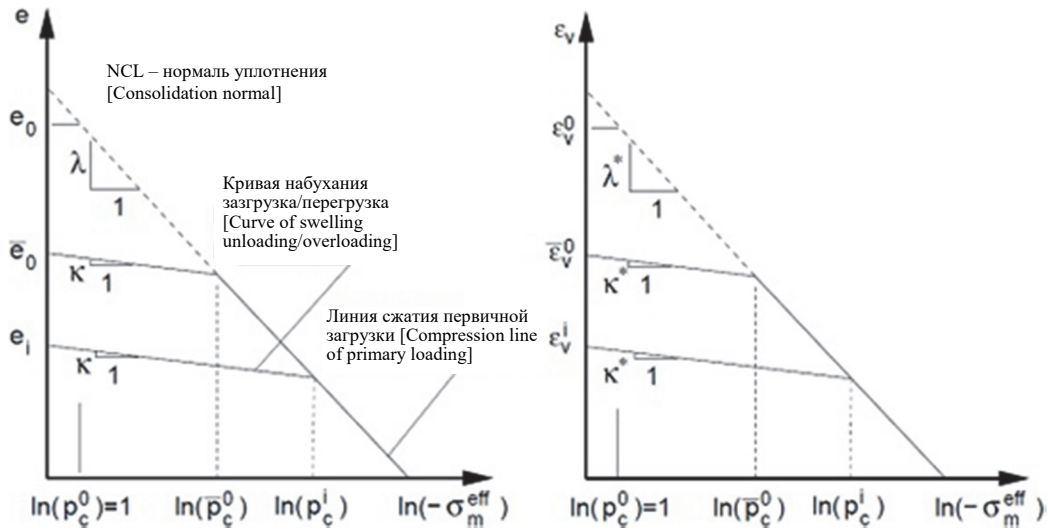


Рис. 1. Реакция грунта при изотропном уплотнении (основополагающая модель)
 [Figure 1. Soil response for the isotropic consolidation (fundamental model)]

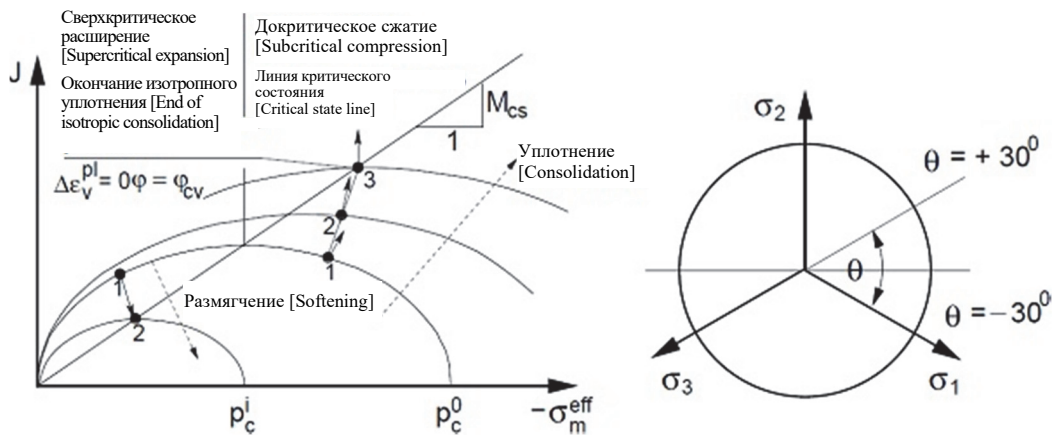


Рис. 2. Отображение функции текучести в меридиональных и девиаторных плоскостях
 [Figure 2. Representation of the yield function in meridional and deviatoric planes]

Поверхность текучести является гладкой без возможности развития растягивающих напряжений. Модель МКК позволяет, в отличие от других моделей, прямое моделирование деформационного упрочнения или размягчения для нормально уплотненных или переуплотненных грунтов, учитывает нелинейную зависимость объемной деформации грунта от эффективного среднего напряжения и предельные условия идеальной пластичности. При использовании модели МКК грунт нагружается и при сдвиге в нем могут возникнуть пластические деформации (на рис. 2 точки 1 и 2 для не затвердевания и размягчения соответственно) до достижения критического состояния (точки 3 и 2 для затвердевания и размягчения соответственно). Далее грунт деформируется при сдвиге при условии идеальной пластичности без изменения e и σ_m^{eff} . После разгрузки предполагается линейная (упругая) деформация грунта.

Развитие поверхности текучести (упрочнение/размягчение) определяется текущим значением давления предварительного уплотнения p_c : $P_c^{i+1} = P_c^i \exp [-\Delta \varepsilon_v^{\text{pl}} / (\lambda^* - k^*)]$, где P_c^{i+1} – текущее давление предварительного уплотнения; $\Delta \varepsilon_v^{\text{pl}}$ – прирост объемной пластической деформации.

Помимо параметров κ и λ , собственного веса грунта и коэффициента Пуассона, модель МКК использует следующие три параметра: M_{cs} – наклон линии критического состояния; OCR – коэффициент переуплотнения; e_0 – начальный коэффициент пористости.

Наклон линии критического состояния M_{cs} определяется из выражений $M_{cs}^{+30^\circ}(\varphi_{cv}) = (2\sqrt{3} \sin \varphi_{cv}) / (3 - \sin \varphi_{cv})$; $M_{cs}^{-30^\circ}(\varphi_{cv}) = (2\sqrt{3} \sin \varphi_{cv}) / (3 + \sin \varphi_{cv})$, где первая формула относится к трехосному сжатию, вторая – к трехосному расширению; φ_{cv} – угол внутреннего трения грунта, соответствующий его критическому состоянию.

Обобщенная модель Кэм-Клей (ОКК)

Эта модель является усовершенствованием модели МКК при моделировании грунта в сверхкритической области (рис. 3), где условие разрушения следует моделям Мора – Кулона, Друкера – Прагера и модифицированной модели Мора – Кулона (ММК). В отличие от модели МКК (штриховая линия на рис. 3), проекция ОКК на девиатор-

ную плоскость имеет тот же вид, что и ММК. Проекция модели МКК и модели Друкера – Прагера имеет вид окружности. В докритической области поведение моделей МКК и ОКК идентично. При разгрузке предполагается линейная реакция грунта.

Параметры, которые нужно задавать, применяя ОКК, аналогичны параметрам МКК.

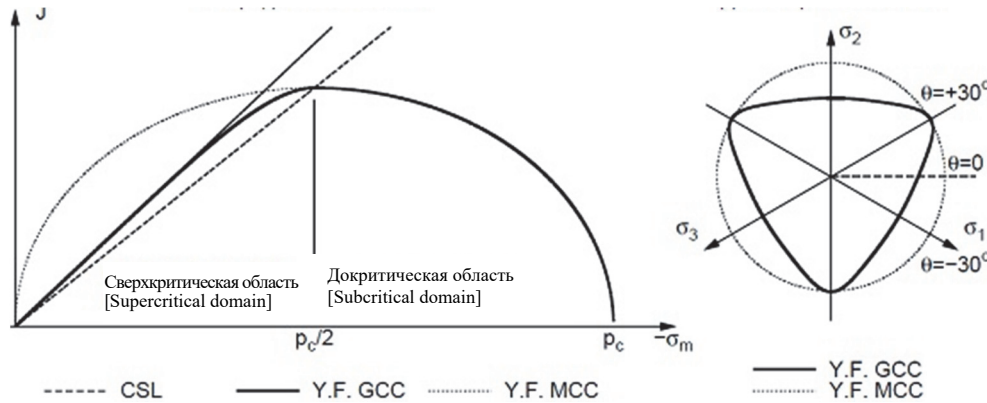


Рис. 3. Проекция области пластичности МКК и ОКК на меридианную и девиаторическую плоскости: --- CSL – линия критического состояния; --- Y.F. GCC – поверхность текучести в обобщенной модели Кэм-Клей (ОКК); Y.F. MCC – поверхность текучести в модифицированной модели Кэм-Клей (МКК)
 [Figure 3. Plasticity projection of MCC and GCC on meridian and deviatoric planes: --- CSL – critical state line; --- Y.F. GCC – yield surface in generalized Cam Clay Model (GCC); Y.F. MCC – yield surface in modified Cam Clay Model (MCC)]

Достоверность численных расчетов грунтовых плотин

Обобщим проблемы грунтовых плотин, которые пока не могут быть решены путем математического моделирования (индексы достоверности **RI. 3 и 4** подчеркнуты).

1. Внутренняя суффозия при строительстве, первом наполнении водохранилища и эксплуатации (статическое и постсейсмическое поведение, **RI = 4**).
2. Гидравлический разрыв глинистого ядра при первом наполнении водохранилища и эксплуатации (статическое и постсейсмическое поведение, **RI = 3**).

3. Оценка НДС при строительстве, первом наполнении водохранилища и эксплуатации (динамическое поведение, **RI = 3**).
4. Оценка общей устойчивости примыканий и откосов при строительстве, первом наполнении водохранилища и эксплуатации (динамическое поведение, **RI = 3**).
5. Разжижение грунта основания при строительстве, первом наполнении водохранилища и эксплуатации (динамическое поведение, **RI = 3**).
6. Постсейсмическая фильтрация при строительстве, первом наполнении водохранилища и эксплуатации (динамическое поведение, **RI = 3**).

Таблица 1

Достоверность численных расчетов грунтовых плотин: статическое поведение

Проблемы безопасности плотины	Элементы системы «плотина – основание – водохранилище»	Индексы достоверности, RI		
		Строительство	Наполнение ВВ	Эксплуатация
		Тип плотины: a, b, c, d, e	Тип плотины: a, b, c, d, e	Тип плотины: a, b, c, d, e
НДС (смещения, деформации, напряжения)	Тело плотины; основание	RI = 2	a, b, c, d: RI = 2 ; e: RI = 1	RI = 1
		RI = 2	RI = 2	RI = 2
Общая устойчивость плотины	Тело плотины; примыкания, откосы	RI = 1	RI = 1	RI = 1
		RI = 2	RI = 2	RI = 2

Проблемы безопасности плотины	Элементы системы «плотина – основание – водохранилище»	Индексы достоверности, RI		
		Строительство	Наполнение ВБ	Эксплуатация
		Тип плотины: <i>a, b, c, d, e</i>	Тип плотины: <i>a, b, c, d, e</i>	Тип плотины: <i>a, b, c, d, e</i>
Фильтрация в плотине и основании	Тело плотины; основание	$RI = 2$	$RI = 2$ $RI = 2$	$RI = 1$ $RI = 2$
Внутренняя суффозия грунта	Тело плотины; основание	$RI = 4$	$RI = 4$ $RI = 4$	$RI = 4$ $RI = 4$
Гидравлический разрыв глинистых элементов	Тело плотины; основание	$RI = 3$	$a, b, d: RI = 3$ $RI = 3$	$a, b, d: RI = 3$ $RI = 3$
Статическое разжижение грунта	Основание плотины	$RI = 2$	$RI = 2$	$RI = 2$
Растворение грунта при фильтрации	Основание плотины	$RI = 4$	$RI = 4$	$RI = 4$

Примечания. Индексы RI (1, 2, 3, 4) даны в матрице $[i, j]$, $i = 1, \dots, 12$ – число рядов, где рассмотрена проблема; $j = 1, \dots, 3$ – число столбцов, где даны периоды службы плотины.

Типы грунтовых плотин: a – однородная плотина; b – зонированная плотина; c – плотина с негрунтовым экраном или диафрагмой; d – зонированная каменно-земляная плотина; e – каменно-насыпная плотина с негрунтовым экраном или диафрагмой.

Table 1

Reliability of numerical analyses of embankment dams: static behavior

Problems of dam safety	Elements of system “dam – foundation – reservoir “	Indices of reliability, RI		
		Construction	Filling of reservoir	Operation
		Type of dam: <i>a, b, c, d, e</i>	Type of dam: <i>a, b, c, d, e</i>	Type of dam: <i>a, b, c, d, e</i>
Stress-strain state (displacements, deformations, stresses)	Dam body; foundation	$RI = 2$	$a, b, c, d: RI = 2; e: RI = 1$	$RI = 1$
		$RI = 2$		$RI = 2$
General stability of dam	Dam body; abutments, slopes	$RI = 1$	$RI = 1$	$RI = 1$
		$RI = 2$		$RI = 2$
Seepage in dam and foundation	Dam body; foundation	$RI = 2$	$RI = 2$	$RI = 1$
				$RI = 2$
Inner piping of soil	Dam body; foundation	$RI = 4$	$RI = 4$	$RI = 4$
				$RI = 4$
Hydraulic fracturing of clay elements	Dam body; foundation	$RI = 3$	$a, b, d: RI = 3$	$a, b, d: RI = 3$
				$RI = 3$
Static liquefaction of soil	Dam foundation	$RI = 2$	$RI = 2$	$RI = 2$
Dilution of soil during seepage	Dam foundation	$RI = 4$	$RI = 4$	$RI = 4$

Notes. Indices RI (1, 2, 3, 4) are given in matrix $[i, j]$, $i = 1, \dots, 12$ – number of rows, where problem is considered; $j = 1, \dots, 3$ – number of columns, where periods of dam service are given.

Types of embankment dams: a – homogeneous dam; b – zoned dam; c – dam with non-soil face or diaphragm; d – rockfill dam with clay core; e – rockfill dam with non-soil face or diaphragm.

Таблица 2

Достоверность численных расчетов грунтовых плотин: динамическое поведение

Проблемы безопасности плотин	Элементы системы «плотина – основание – водохранилище»	Индексы достоверности, <i>RI</i>		
		Строительство	Наполнение ВБ	Эксплуатация
		Тип плотины: <i>a, b, c, d, e</i>	Тип плотины: <i>a, b, c, d, e</i>	Тип плотины: <i>a, b, c, d, e</i>
НДС (смещения, деформации, напряжения)	Тело плотины; основание	<i>RI = 2</i>	<i>a, b, c, d: RI = 2; e: RI = 1</i>	<i>RI = 1</i>
		<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>
Общая устойчивость плотины	Тело плотины; примыкания, откосы	<i>RI = 1</i>	<i>RI = 1</i>	<i>RI = 1</i>
		<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>
Фильтрация в плотине и основании	Тело плотины; основание	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 1</i>
		<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>
Внутренняя суффозия грунта	Тело плотины; основание	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>
		<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>
Гидравлический разрыв глинистых элементов	Тело плотины; основание	<i>RI = 3</i>	<i>a, b, d: RI = 3</i>	<i>a, b, d: RI = 3</i>
		<i>RI = 3</i>	<i>RI = 3</i>	<i>RI = 3</i>
Статическое разжижение грунта	Основание плотины	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>
Растворение грунта при фильтрации	Основание плотины	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>

Примечания к табл. 2 аналогичны примечаниям к табл. 1.

Table 2

Reliability of numerical analyses of embankment dams: dynamic behavior

Problems of dam safety	Elements of system “dam – foundation – reservoir”	Indices of reliability, <i>RI</i>		
		Construction	Filling of reservoir	Operation
		Type of dam: <i>a, b, c, d, e</i>	Type of dam: <i>a, b, c, d, e</i>	Type of dam: <i>a, b, c, d, e</i>
Stress-strain state (displacements, deformations, stresses)	Dam body; foundation	<i>RI = 2</i>	<i>a, b, c, d: RI = 2; e: RI = 1</i>	<i>RI = 1</i>
		<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>
General stability of dam	Dam body; abutments, slopes	<i>RI = 1</i>	<i>RI = 1</i>	<i>RI = 1</i>
		<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>
Seepage in dam and foundation	Dam body; foundation	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 1</i>
		<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>
Inner piping of soil	Dam body; foundation	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>
		<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>
Hydraulic fracturing of clay elements	Dam body; foundation	<i>RI = 3</i>	<i>a, b, d: RI = 3</i>	<i>a, b, d: RI = 3</i>
		<i>RI = 3</i>	<i>RI = 3</i>	<i>RI = 3</i>
Static liquefaction of soil	Dam foundation	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>	<i>RI = 2</i>
Dilution of soil during seepage	Dam foundation	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>	<i>RI = 4</i>

Notes for Table 2 are similar to notes for Table 1.

Заклучение

Модифицированная математическая модель Кэм-Клей (МКК-модель) до сих пор является самой проверенной и применяемой из всех упруго-пластических моделей грунтов в численных расчетах грунто-

вых плотин, массивов и оснований. Поэтому в численных расчетах грунтовых плотин и оснований рекомендуется использовать модифицированную или обобщенную модель Кэм-Клей и одну-две более сложные модели (Зарецкого, Превоста или Лейда).

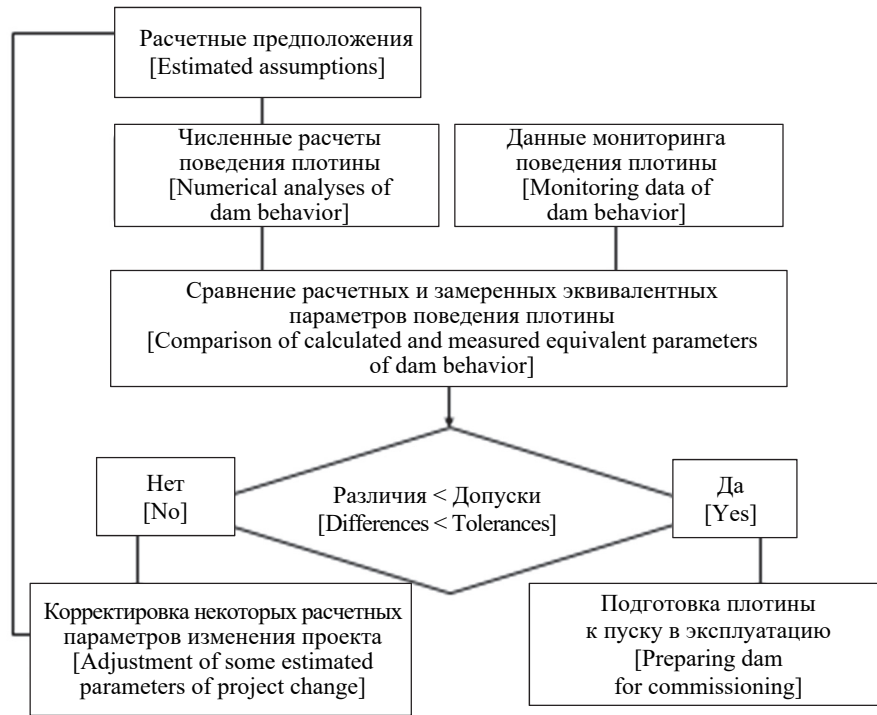


Рис. 4. Блок-схема взаимодействия между данными мониторинга и численного моделирования поведения плотины при первом наполнении водохранилища (согласно СИГБ)
[Figure 4. Flow chart of the interaction between monitoring data and numerical modelling of dam behavior during the first filling of reservoir (as per ICOLD)]

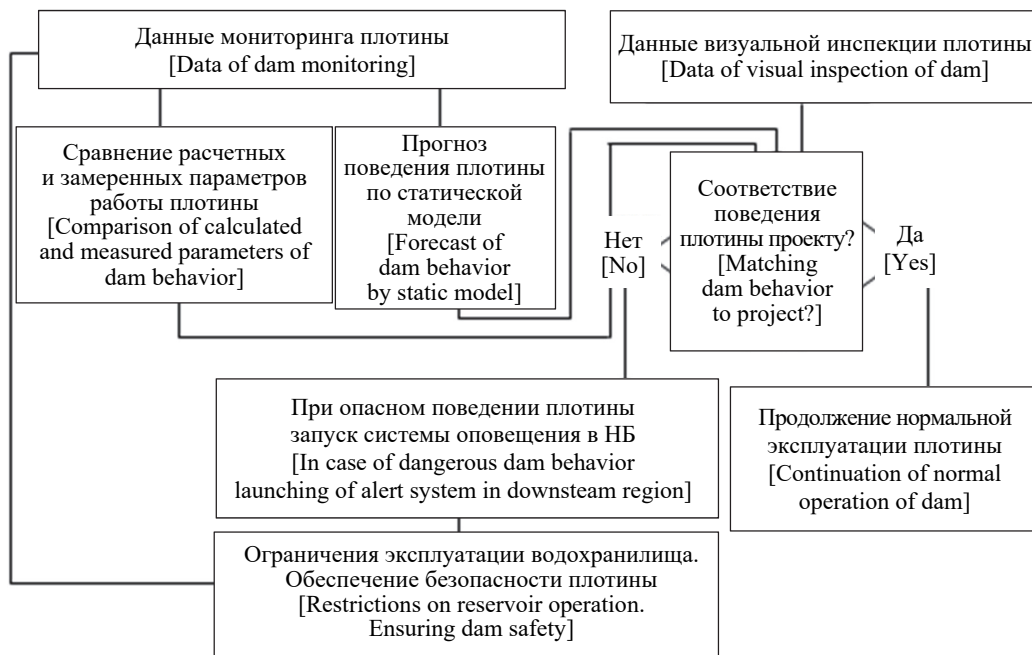


Рис. 5. Блок-схема взаимодействия между данными мониторинга и численным моделированием поведения плотины при ее эксплуатации (согласно СИГБ)
[Figure 5. Flow chart of the interaction between monitoring data and numerical modelling of dam behavior during its operation (as per ICOLD)]

Принятые в численных расчетах грунтовых плотин и оснований модели грунтов в дальнейшем следует использовать для определения взаимодействия между результатами этих расчетов

и данными мониторинга поведения грунтовой плотины при первом наполнении водохранилища и последующей эксплуатации плотины (рис. 4, 5).

Список литературы / References

1. ICOLD Bulletins. No. 122. *Computational procedures for dams*. ICOLD Edition, Paris; 2001.
2. ICOLD Bulletins. № 155. *Guidelines for use of numerical models in dams*. ICOLD Edition, Paris; 2013.
3. Newmark N.M., Rosenblueth E. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.; 1971.
4. Duncan J.M., Chang Y.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1970;96(5):1629–1653.
5. Mroz Z., Norris V., Zienkiewicz O. Anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading. *Int. J. Num. & Anal. Methods in Geomechanics*. 1978;2:203–221.
6. Roscoe K.H., Schofield A.N. Mechanical behaviour of an idealized ‘wet clay’. *Proc. of 2nd European Conf. on Soil Mechanics (Wiesbaden)*. 1963;1:47–54.
7. Roscoe K.H., Burland J.B. On the generalized stress-strain behaviour of ‘wet clay’. In: Heyman J., Leckie F.A. (eds.) *Engineering Plasticity*. Cambridge University Press, Cambridge; 1968. p. 535–609.
8. Lade P.V. Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. *Int. Journal of Solids and Structures*. 1977;13:1019–1035.
9. Prevost J.H. Plasticity theory for soil stress-strain behavior. *Journal of the Engineering Mechanics Division*. 1978;104(5):1177–1194.
10. Prevost J.H. Anisotropic undrained stress-strain behavior of clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1978;104(8):1075–1090.
11. Zaretsky Yu. *Soil viscoplasticity and design of structures*. Balkema, Holland; 1996.
12. Lyapichev Yu.P. Ocenka dostovernosti matematicheskikh modelej gruntov dlya chislennykh raschetov povedeniya gruntovykh plotin [Estimation of reliability of mathematical models of soils for numerical calculations of the behavior of soil dams]. *RUDN Journal of Engineering Researches*. 2000;(3):110–115. (In Russ.)

DOI 10.22363/1815-5235-2020-16-4-261-270

RESEARCH PAPER

Choice of mathematic models of soils in static and seismic analyses of embankment dams

Yury P. Lyapichev

Hydroproject Institute (Joint Stock Company), 2 Volokolamskoe Highway, Moscow, 125993, Russian Federation
 International Commission on Large Dams (ICOLD), 61 Kleber Ave., Paris, 75016, French Republic
 lyapichev@mail.ru

Article history:

Received: May 30, 2020

Revised: July 5, 2020

Accepted: July 17, 2020

Abstract

Relevance. Numerical analyses of behavior or stress-strain state (SSS) of embankment dams are usually performed using various computational programs, which use different, often complex mathematical models of soils. However, the right choice of these models is left to the program user, who usually has not enough experience in this field of knowledge, and therefore the results of these analyses are often obscure and erroneous. **The aims of the work** – development of recommendations for selecting the most reliable mathematical models of soils in numerical analyses of embankment dams and comparing these models with the most common models in modern world practice of their application. **Methods.** Deep comparative analysis of many soil models was conducted on the use of the soil models in numerical analyses of embankment dams during author’s work in ICOLD Committee on Analysis and Dam Design. **Results.** On the basis of the evaluation of the reliability of soil models, recommendations were obtained on the choice and application of these models in the numerical analyses of SSS of embankment dams under action of static and seismic impacts; interactions between the results of these analyses and dam monitoring data were identified.

Keywords: embankment dams, numerical analyses, mathematical models of soils, stress-strain state, evaluation of reliability of soil models

For citation

Lyapichev Yu.P. Choice of mathematic models of soils in static and seismic analyses of embankment dams. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):261–270. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-261-270> (In Russ.)

Yury P. Lyapichev, expert for foreign projects of JSC “Hydroproject Institute”, member of the International Commission on Large Dams (ICOLD), Doctor of Technical Sciences, Professor, eLIBRARY SPIN-code: 3096-6362, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-3750-3165>