

doi: 10.5862/MCE.49.8

Оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом нелинейного деформирования материала и конечных деформаций

*Д.т.н., заведующий кафедрой М.М. Мирсаидов;
к.т.н., проректор по научным исследованиям Т.З. Султанов;
Ташкентский институт ирригации и мелиорации*

Аннотация. В данной работе приводятся результаты исследований динамического поведения и напряженно-деформированного состояния высоких грунтовых плотин с учетом нелинейно-вязкоупругих свойств грунта, конечных деформаций и неоднородности особенности сооружения. Исследуются влияния нелинейно вязкоупругих свойств грунта, конечных деформаций, неоднородности конструкции и геометрических параметров сооружения на изменение напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин в дорезонансном, резонансном и пострезонансном режиме колебаний сооружения.

Выявлены некоторые механические эффекты, возникающие при учете нелинейно-вязкоупругих свойств грунта и конечных деформаций в динамическом режиме работы сооружения: учет конечных деформаций и неоднородности конструкции приводит к усилению скачка в напряжениях между разнородными частями сооружения; учет нелинейно-вязкоупругих свойств материала сооружения в резонансном режиме колебаний существенно снижает амплитуды перемещений и амплитуды интенсивности напряжений в опасных (с точки зрения прочности) точках плотины по сравнению с линейно-упругим случаем.

Ключевые слова: грунтовые плотины; конечные деформации; нелинейная вязкоупругость; неоднородность; резонанс; напряженно-деформированное состояние; динамическое поведение

Изученность вопроса

При оценке напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтовых сооружений необходимость учета нелинейного деформирования как материала, так и конструкции возрастает в связи со строительством высоких сооружений. Так как не все вопросы работы грунта под нагрузкой выяснены до конца, на этот счет существует много различных теорий, более или менее сложно реализуемых в решении конкретных задач.

Одной из важных проблем при оценке прочности грунтовых сооружений является учет конечных деформаций, возникающих в грунтовых плотинах при действии различных нагрузок [1, 2].

Наряду с этим при определении НДС сооружений учет нелинейных свойств материала является не менее важной проблемой, так как нелинейный эффект в ряде случаев может возникнуть даже при малых деформациях [3, 4].

Подробный обзор известных работ, посвященных решению различных проблем, связанных с оценкой НДС грунтовых сооружений с учетом линейных и нелинейных упругих и вязкоупругих свойств грунта и конечных деформаций, приводится в работах [1–2, 5–17]. Наряду с этим в работах [1–2, 13–15] уделяется особое место решению конкретных задач, связанных с оценкой НДС и динамического поведения грунтовых плотин с учетом различных факторов.

В данной работе, в отличие от известных, приводятся результаты исследования динамического поведения и НДС высоких грунтовых плотин при различных динамических воздействиях с учетом нелинейно-вязкоупругих свойств грунта и конечных деформаций. Полученные результаты позволили оценить влияние того или иного фактора на изменения напряженно-деформированного состояния сооружений.

Постановка задачи и методы решения

Рассматривается деформированное состояние нелинейной вязкоупругой неоднородной системы (рис. 1), занимающей объем $V = V_1 + V_2 + V_3$, находящейся под действием массовых сил \vec{f} и приложенных на нижнее основание \sum_0 кинематических воздействий $\vec{u}_0(\vec{x}, t)$ с учетом

Мирсаидов М.М., Султанов Т.З. Оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом нелинейного деформирования материала и конечных деформаций

конечных деформаций. При этом предполагается, что на поверхности S_p (на части верхового откоса – Σ_1) действует давление воды \bar{p}_c . Низовой откос – Σ_3 и поверхность гребня Σ_2 свободны от напряжения.

Рассматриваемые задачи в дальнейшем будут решаться для плоско-деформированного состояния системы. При этом система (рис.1) рассматривается как неоднородное тело, т. е. каждый отдельный участок плотины имеет свои физико-механические параметры. На границах раздела каждого отдельного участка плотины принимались непрерывные перемещения, нормальные и касательные к поверхности раздела компоненты тензора напряжений.

Здесь V_1, V_3 – объемы верхней и нижней упорных призм; V_2 – объем ядра плотины; Σ_1, Σ_2 – поверхности береговых склонов; L_{gp}, b_{gp} – длина и ширина гребня; L_0, B_w – длина и ширина основания; m_1, m_2 – коэффициенты заложения откосов; $m_{1я}, m_{2я}$ – коэффициенты заложения откосов ядра; H – высота плотины; h – уровень наполнения водохранилища.

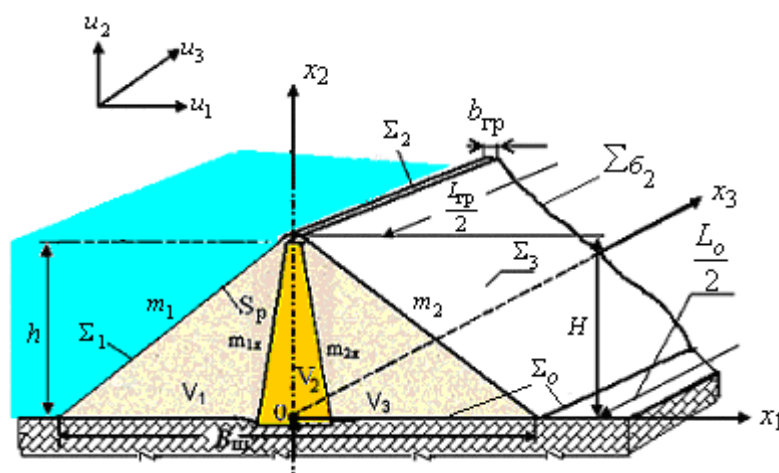


Рисунок 1. Модель неоднородной системы

Для моделирования процесса деформирования и динамического поведения нелинейных вязкоупругих неоднородных систем (рис. 1) используется вариационное уравнение Лагранжа, основанное на принципе Даламбера [2, 15].

Для описания связи между тензором напряжения и деформацией используется нелинейная кубическая теория вязкоупругости Илюшина – Огибалова [3, 15] для рассматриваемой системы, согласно которой объемное деформирование происходит по упругому, а сдвиговые составляющие – по вязкоупругому закону:

$$\sigma_{ij} = K_n \varepsilon_{ij}(t) \delta_{ij} + 2G_n \left\{ \left[e_{ij}(t) - \int_0^t \Gamma_1(t-\tau) e_{ij}(\tau) d\tau \right] + \right. \\ \left. + \lambda \left[e_{ij}(t) e(t) - \int_0^t \Gamma_3(t-\tau) e_{ij}(\tau) e(\tau) d\tau \right] \right\}, \quad (1)$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - (1/3)\theta \delta_{ij}; \quad \theta = \varepsilon_{ii}; \quad e = e_{kl} e_{lk}; \quad i, j, k, l = 1, 2.$$

Связь компонентов тензора деформаций с компонентами вектора перемещений осуществляется зависимостью

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i} + u_{\ell,i} * u_{\ell,j}), \quad i, j, \ell = 1, 2, \quad (2)$$

в которой кроме линейных членов учитываются и квадратичные.

Гидростатическое давление воды, действующее на поверхности S_p , определяется по формуле:

$$\bar{p}_c = \rho_0 g (h - x_2). \quad (3)$$

Используются кинематические

$$\vec{x} \in \sum_0: \bar{u}_0(\vec{x}, t) = \bar{\psi}_1(t) \quad (4)$$

и начальные условия при $t = 0$

$$\vec{x} \in V: \bar{u}(\vec{x}, 0) = \bar{\psi}_2(\vec{x}); \quad \dot{\bar{u}}(\vec{x}, 0) = \bar{\psi}_3(\vec{x}). \quad (5)$$

Здесь $\bar{\psi}_1$ – заданная функция времени; $\bar{\psi}_2, \bar{\psi}_3$ – заданные функции координат; K_n – объемный модуль упругости; G_n – мгновенный модуль сдвига; Γ_1, Γ_3 – ядра релаксации для линейной и нелинейной составляющих материала; δ_{ij} – символ Кронеккера; λ – коэффициент нелинейности; $n = 1, 2, 3$ означает к какому телу системы относится данная механическая характеристика материала; ρ_0 – плотность воды; $(h - x_2)$ – глубина точки на напорной грани плотины;

$$g = 9.81 \text{ м/сек}^2.$$

Теперь необходимо определить поле перемещений и напряжений, возникающих в системе V при действии кинематического воздействия $\bar{u}_0(\vec{x}, t)$, массовых сил \vec{f} , давления воды \bar{p}_c с учетом нелинейно вязкоупругих свойств материала и конечных деформаций.

Рассматриваемая задача с использованием процедуры метода конечных элементов [13, 18] сводится к разрешающей системе нелинейных интегродифференциальных уравнений большой размерности. При этом в качестве конечных элементов использован треугольный конечный элемент с линейной аппроксимацией поля перемещений внутри элемента

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K^*(u)]\{u(t)\} = \{F\} + \{f(t)\} + \int_0^t \Gamma_1(t-\tau)[K^*(u)]\{u(\tau)\}d\tau + \\ + \lambda \left(\{V(t)\} - \int_0^t \Gamma_3(t-\tau)\{V(\tau)\}d\tau \right) \end{aligned} \quad (6)$$

с начальными условиями

$$\{u(0)\} = \{u_0\}, \quad \{\dot{u}(0)\} = \{v_0\}. \quad (7)$$

Здесь $[K^*(u)]$, $[M]$ – матрицы жесткости и массы рассматриваемой системы; $[C]$ – матрица диссипативных сил, если таковые имеются; $\{V(t)\}$ – вектор, включающий нелинейные физико-механические параметры материала и нелинейные узловые перемещения сооружений; $\{u(t)\}$ – вектор искомых амплитуд перемещений; $\{f(t)\}$ – вектор внешней нагрузки от кинематического воздействия; $\{F\}$ – суммарный вектор внешних нагрузок (массовых сил, гидростатического давления воды и др.).

При этом значение матрицы $[K^*]$ зависит как от геометрических параметров конструкции, так и от ее НДС, выражаемого через узловые перемещения.

Решение нелинейной системы интегродифференциальных уравнений (6) при начальных условиях (7) осуществляется методом Ньюмарка [13, 18].

При использовании метода Ньюмарка на каждом шаге времени Δt решение системы (6) с начальными условиями (7) сводится к решению алгебраической системы [2, 13]

$$[A(u_i)] \{u_{i+1}\} = \{R_{i+1}\}. \quad (8)$$

Здесь

$$[A(u_i)] = [K^*(u_i)] + \frac{1}{\alpha \Delta t^2} [M] + \frac{\beta}{\alpha \Delta t} [C]. \quad (9)$$

При этом правая часть $\{R_{i+1}\}$ уравнения (8) определяется в виде

$$\begin{aligned} \{R_{i+1}\} = & \{f_{i+1}\} + [M] \left\{ \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \{u_i\} + \frac{1}{\alpha \Delta t} \{\dot{u}_i\} + \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right) \{\ddot{u}_i\} \right\} + \\ & + [C] \left\{ \frac{\beta}{\alpha \Delta t} \{u_i\} + \left(\frac{\beta}{\alpha} - 1 \right) \{\dot{u}_i\} + \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\beta}{\alpha} - 2 \right) \{\ddot{u}_i\} \right\} + \\ & + \lambda \{V_{i+1}\} + \{W_{i+1}\} + \{F\} \end{aligned} \quad (10)$$

$$\{W_{i+1}\} = \int_0^{t_{i+1}} \Gamma_1(t-\tau) [K^*(u_i)] \{u_i\} dt - \lambda \int_0^{t_{i+1}} \Gamma_3(t-\tau) \{V_i\} d\tau. \quad (11)$$

Для решения полученной системы алгебраических уравнений (8) необходимо задание начальных условий в момент $t = 0$, т. е. перемещений $\{u_0\}$, скорости $\{\dot{u}_0\}$ и ускорения $\{\ddot{u}_0\}$. Обычно задается $\{\ddot{u}_0\} = 0$. Метод Ньюмарка безусловно устойчив, если $\beta \geq 0.5$, $\alpha \geq 0,25(\beta + 0,5)^2$.

Таким образом, алгоритм решения нелинейных систем интегродифференциальных уравнений (6) при начальных условиях (7) заключается в следующем.

1. Задаются начальные значения $\{u_0\}, \{\dot{u}_0\}, \{\ddot{u}_0\} = 0$.

2. Формируется система алгебраических уравнений (8) с правой частью (10). При этом элементы матрицы $[A(u_i)]$ являются функциями от достигнутого на предыдущем шаге деформированного состояния сооружения.

3. Полученная система алгебраических уравнений решается методом квадратного корня при каждом шаге t_{i+1} .

В зависимости от учета или неучета тех или иных свойств материала в правую часть уравнения, т. е. в выражение (10), включаются соответствующие слагаемые.

Особенностью алгоритма является то, что интегралы, входящие в (10), вычисляются от начала процесса $t = 0$ до $t = t_{i+1}$. При этом полное значение $\{W_{i+1}\}$ в момент времени t_{i+1} получается в результате суммирования сохраненного на предыдущем шаге значения $\{W_i\}$ с интегралом, полученным на последнем этапе с пределами интегрирования от 0 до t_i .

Результатом решения уравнений (6) при начальных условиях (7) являются компоненты перемещений (u_1, u_2) в каждой точке дискретной модели сооружения в фиксированный момент времени t . Затем определяются компоненты тензора деформаций (ε_{ij}) и напряжений (σ_{ij}) .

Для апробации разработанных алгоритмов решены нелинейные дифференциальное и интегродифференциальное уравнения, описывающие колебания механических систем и имеющие точное решение [2, 15, 19]. Сопоставление результатов показало достаточно хорошую точность численных решений.

Мирсаидов М.М., Султанов Т.З. Оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом нелинейного деформирования материала и конечных деформаций

Результаты исследований

Исследовалось динамическое поведение модели Нурекской плотины с учетом конструктивных особенностей сооружения при кинематических воздействиях:

$$\{u_{10}(t)\} = \begin{cases} a \sin(pt), & 0 < t \leq t^* \\ 0, & t^* > t \end{cases}, \quad (12)$$

$$\{u_{20}(t)\} = \begin{cases} b \sin(pt), & 0 < t \leq t^* \\ 0, & t^* > t \end{cases}. \quad (13)$$

Здесь p – частота; a, b – амплитуды; t^* – время воздействия.

Нурекская плотина является самой высокой (высота $H = 296$ м, ширина гребня $b_{гр} = 20.0$ м) из грунтовых сооружений, строящихся в районах с сейсмичностью 9 баллов. Плотина имеет почти симметричный профиль и очень крутые откосы: верховой – $m_1 = 2.25$ и низовой – $m_2 = 2.2$.

При расчете для различных участков этой плотины использовались различные механические характеристики материала: для упорных призм – $E = 3060$ МПа, $\mu = 0.3$, $\gamma = 2200$ кгс/м³; для ядра – $E = 2400$ МПа, $\mu = 0.25$, $\gamma = 2330$ кгс/м³.

1. Результаты решения с учетом конечных деформаций. При этом матрица диссипативных сил $[C]$ формируется согласно [20] пропорционально матрице жесткости с коэффициентом пропорциональности $\beta = 0.08$, т. е. $[C] = \beta [K]$.

При конкретных расчетах частота кинематического воздействия была принята $p = 4.5$ рад/сек (дорезонансный режим) и $p \approx \omega_1 = 5.07$ рад/сек (резонансный режим), а амплитуда и время воздействия равнялись $a = 0.01$ м, $b = 0.01$ м; $t^* = 12$ сек (ω_1 – первая собственная частота сооружения).

На рисунке 2 как пример показано изменение во времени амплитуды интенсивности напряжений σ_i для различных точек Нурекской плотины в резонансном режиме колебаний ($p \approx \omega_1 = 5.07$ рад/сек): рис. 2а для точки – $x_1 = -65.5$ м, $x_2 = 228.2$ м; рис. 2б для точки – $x_1 = -65.5$ м, $x_2 = 265.2$ м; рис. 2в для точки – $x_1 = -65.5$ м, $x_2 = 80.2$ м.

На рисунке 3 показаны изолинии распределения интенсивности напряжений σ_i в сечении неоднородной Нурекской плотины в резонансном режиме колебаний при $t = 10.2$ сек для линейного (рис. 3а) и нелинейного (рис. 3б) случаев.

Как показывают эти результаты (рис. 2 и 3), здесь проявление нелинейного эффекта явно не только количественно, но и качественно, так как изменяются амплитуды интенсивности напряжений σ_i , а период колебаний почти не изменяется.

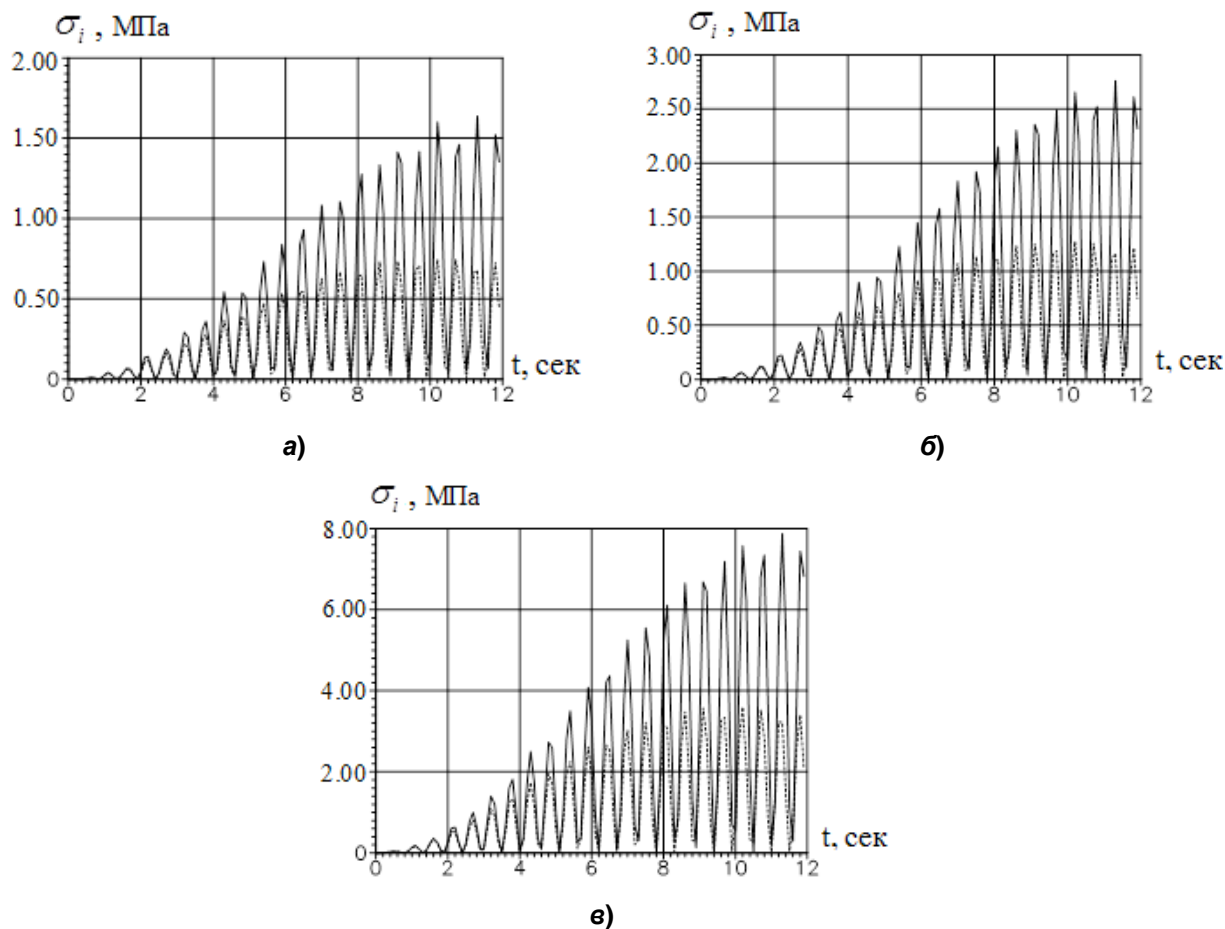


Рисунок 2. Изменение во времени амплитуды интенсивности напряжений σ_i для различных точек Нурекской плотины вблизи резонансного режима колебаний ($\rho \approx \omega_1 = 5.07$ рад/сек) при действии на сооружение массовых сил и двухкомпонентного кинематического воздействия:
 — линейный случай; - - - - нелинейный случай

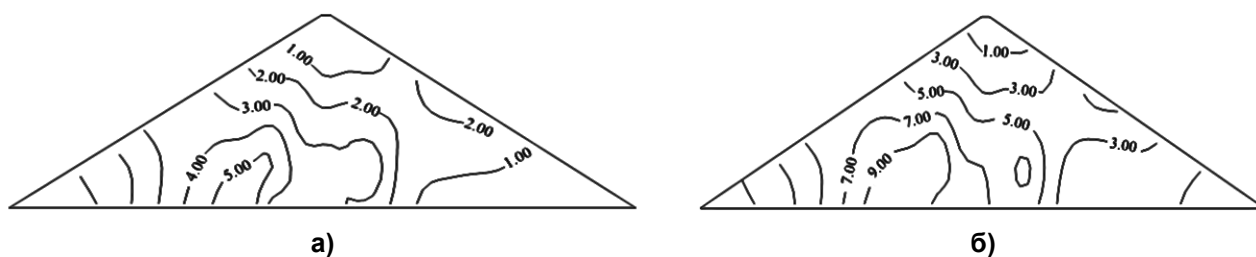


Рисунок 3. Изолинии распределения интенсивности напряжений σ_i в сечении неоднородной Нурекской плотины в резонансном режиме колебаний при $t = 10.2$ сек

В интенсивности напряжений σ_i нелинейность в наибольшей степени проявляется в нижней части плотины, причем на всем интервале действия нагрузки значение интенсивности напряжений, полученное с учетом конечных деформаций, почти в два раза меньше, чем значение, полученное в линейном случае. Появление наибольшего значения интенсивности напряжений σ_i вблизи основания по сравнению с другими, вышерасположенными точками сооружения (рис. 2) объясняется тем, что на сооружение одновременно с двухкомпонентным кинематическим воздействием действуют еще и массовые силы.

Проведенные исследования показали, что на проявление нелинейного эффекта значительное влияние оказывает близость частот собственных колебаний сооружения к частоте воздействия. При наиболее неблагоприятном резонансном режиме учет конечных деформаций приводит в некоторые моменты времени к достаточному изменению напряжений в нижней части высокого сооружения. Учет неоднородности конструкции (рис. 3б) приводит к усилению изменений напряжений между разнородными частями сооружения (т. е. между упорными призмами и ядром плотины), особенно при учете нелинейности.

2. Результаты решения с учетом нелинейно вязкоупругих свойства грунта. При этом для описания вязкоупругих свойств грунта плотины использовано трехпараметрическое ядро А.Р. Ржаницына [21]

$$\Gamma(t) = Ae^{-\beta t} \cdot t^{\alpha-1}, \quad \Gamma_1(t) = Ae^{-3\beta t} \cdot t^{\alpha-1}, \quad (14)$$

параметры (для упорных призм $A = 0.0674$, $\alpha = 0.25$, $\beta = 0.00243$; для ядра $A = 0.0467$, $\alpha = 0.25$, $\beta = 0.00029$) которого определялись из кривых ползучести [22, 23] по методике М.А. Колтунова [24]. Коэффициент нелинейности λ принимался равным 2500.

При этом в конкретных расчетах было использовано кинематическое воздействие вида (12) и (13) в основании сооружения с амплитудами $a = 0.01$ м, $b = 0.01$ м и временем воздействия $t^* = 12$ сек. Частоты воздействия выбирались в нескольких вариантах, соответствующих дорезонансному ($\rho = 4.5$ рад/сек), пострезонансному ($\rho = 6.8$ рад/сек) и резонансному ($\rho \approx \omega_1 = 5.07$ рад/сек) режимам колебаний сооружения.

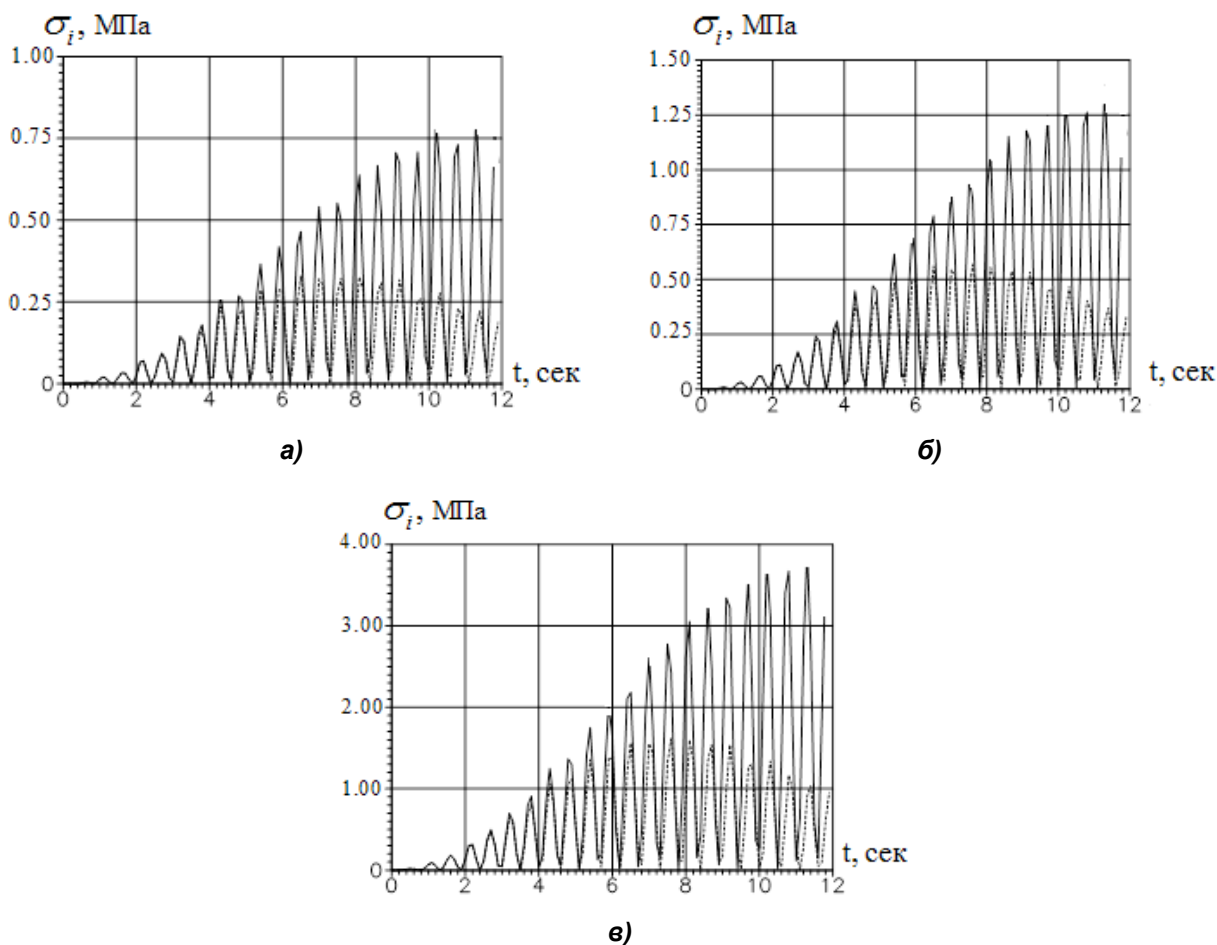


Рисунок 4 . Изменение во времени амплитуды интенсивности напряжений σ_i в точках Нурекской плотины при двухкомпонентном кинематическом воздействии с частотой $\rho = \omega_1 = 5.07$ рад/сек

— линейный расчет; - - - физически нелинейный расчет

Мирсаидов М.М., Султанов Т.З. Оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом нелинейного деформирования материала и конечных деформаций

На рисунке 4 показано изменение по времени интенсивности напряжений σ_i в различных точках неоднородной Нурекской плотины (в линейно-упругом и нелинейно-вязкоупругом случае) при двухкомпонентном кинематическом воздействии с частотой $p = \omega_1 = 5.07$ рад/сек (в резонансном режиме). На рисунке 4а – для точки ($x_1 = -65,5$ м, $x_2 = 265,2$ м), на рисунке 4б – для точки ($x_1 = -65,5$ м, $x_2 = 228,2$ м), на рисунке 4в – для точки ($x_1 = -65,5$ м, $x_2 = 80,2$ м).

На рисунке 5 показаны изолинии распределения интенсивности напряжений σ_i в сечении неоднородной Нурекской плотины, в резонансном режиме колебаний при двухкомпонентном кинематическом воздействии в момент $t = 10.2$ сек с учетом нелинейных вязкоупругих свойств грунта.

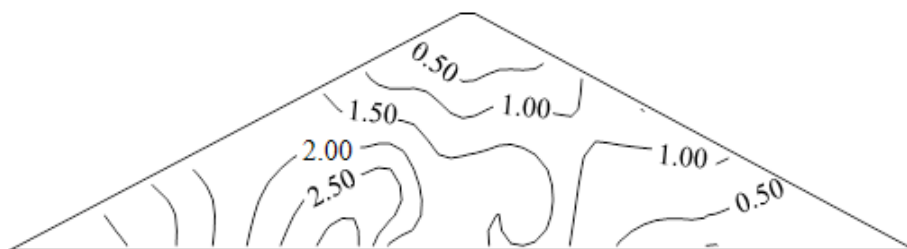


Рисунок 5. Изолинии распределения интенсивности напряжений σ_i (МПа) в сечении неоднородной Нурекской плотины при двухкомпонентном кинематическом воздействии в резонансном режиме колебаний в момент $t = 10.2$ сек с учетом нелинейно-вязкоупругих свойств грунта

Результаты, полученные в резонансном режиме с учетом нелинейно-вязкоупругих свойств материала сооружения, показали заметное снижение амплитуд перемещений и интенсивности напряжений различных точек плотины по сравнению с линейно-упругим случаем при том же кинематическом воздействии. Влияние вязкости материала в начале процесса приводит к незначительному, а с течением времени – к значительному затуханию и уменьшению периода колебаний плотины (за счет жесткой диаграммы между $\sigma \sim \varepsilon$). Сопоставление амплитуды горизонтальных перемещений с амплитудой вертикальных перемещений показало превышение амплитуды горизонтальных перемещений над вертикальными. Это означает большую жесткость сооружения в вертикальном направлении по сравнению с горизонтальным. Такой вывод подтверждается и характером собственных форм колебаний, представляющих горизонтальный сдвиг центрального сечения, т. е. деформацию в направлении наименьшей жесткости.

Анализ полученных результатов показал, что неравномерное распределение горизонтальных напряжений σ_{11} по высоте откосных зон указывает на возможность выпора нижней части откоса под собственным весом сооружения. Учет нелинейности при снижении напряжения в определенной мере устраняет такую возможность. Распределение вертикальных напряжений по высоте σ_{22} носит равномерный характер с наибольшими (по модулю) значениями в нижней – самой высокой – центральной части плотины, указывающими на наибольшее сжатие плотины под действием собственного веса вблизи основания сооружения.

При колебаниях, вызванных двухкомпонентным кинематическим воздействием, картина распределения напряжений меняется в зависимости от того, какую форму колебаний сооружения вызывает то или иное воздействие. Воздействия, выбранные в качестве расчетных, имели частотный спектр, находящийся (более или менее) близко к основной частоте колебаний сооружения. Поэтому и характер колебаний также определяется этой формой, т. е. преимущественно это горизонтальные перемещения. Вертикальные – малы, на что указывают полученные результаты, касающиеся исследований компонент перемещений точек плотины при кинематическом воздействии с различными частотами.

При учете нелинейно-вязкоупругих свойств материала расчет показал на меньший уровень касательных напряжений σ_{12} для некоторых участков сооружения по сравнению с напряжениями, рассчитанными при линейно-упругом деформировании материала.

Обобщенная характеристика напряженного состояния сооружения обычно оценивается по величине интенсивности напряжения – σ_i . Оценка σ_i по всему сечению показала, что зона плотины, где в определенные моменты времени достигаются наибольшие значения σ_i при колебаниях, расположена в верховой упорной призме и охватывает область от центральной части верхнего откоса до центральной части основания верховой призмы (как, например, на рисунке 5). Такое распределение интенсивности напряжений σ_i имеет место при отклонении плотины от вертикального положения при колебаниях.

Численное сравнение значений σ_i на изолиниях, полученных при резонансном режиме колебаний для линейно-упругого случая, с нелинейно-вязкоупругим показывает значительное снижение величины напряжений на одних и тех участках плотины при учете нелинейной вязкоупругости.

Учет нелинейной вязкоупругости приводит к затуханию колебаний плотины после снятия нагрузки, тогда как линейно-упругие колебания продолжают без затухания по первой форме с амплитудой, достигнутой на момент окончания нагрузки и с основной (первой) частотой собственных колебаний, т. е. продолжают свободные незатухающие колебания.

Заключение

Проведенные исследования динамического поведения и НДС высоких грунтовых плотин с учетом нелинейно-вязкоупругих свойства грунта, конечных деформаций и неоднородной особенности конструкции показали заметное изменение напряженного состояния сооружения в целом.

Отметим следующие особенности.

1. Учет нелинейно-вязкоупругих свойств материала сооружения в резонансном режиме колебаний существенно снижает амплитуды перемещений и амплитуды интенсивности напряжений σ_i в опасных (с точки зрения прочности) точках плотины по сравнению с линейно-упругим случаем. При этом влияние учета вязких свойств материала на изменение динамического поведения сооружения проявляется с течением времени, приводя к затуханию колебаний.

2. Учет нелинейно-вязкоупругих свойств материала приводит к снижению уровня касательных напряжений σ_{12} в теле плотины по сравнению с напряжениями, полученным при линейно-упругом материале.

3. При первом резонансе наибольшее значение интенсивности напряжений σ_i возникает в верховой упорной призме и охватывает область от центральной части верхнего откоса до центральной части основания. При этом учет нелинейно-вязкоупругих свойств грунта снижает величину σ_i по сравнению с линейным расчетом.

Литература

1. Мирсаидов М.М., Султанов Т.З., Садуллаев Ш.А. Оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом упругопластических, влажностных свойств грунта и больших деформаций (англ.) // Инженерно-строительный журнал. 2013. №5(40). С. 59–68.
2. Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z., Khodzhaev D.A. Oscillations of Earth Dams with Account of Geometric Nonlinearity // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013. Vol. 9. No.3. Pp. 51–60.
3. Ильющин А.А., Победря Б.Е. Основы математической теории термовязкоупругости. М.: Наука, 1970. 280 с.
4. Красников Н.Д. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений из грунтовых материалов. М.: Энергоиздат, 1981. 240 с.
5. Pinho R. Nonlinear Dynamic Analysis of Structures Subjected to Seismic Action // Advanced Earthquake Engineering Analysis CISM International Centre for Mechanical Sciences. 2007. Vol. 494. Pp. 63–89.

Мирсаидов М.М., Султанов Т.З. Оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом нелинейного деформирования материала и конечных деформаций

6. Султанов К.С. Нелинейный закон деформирования мягких грунтов // Прикладная математика и механика. Т.62. Вып.3. М.: 1998. С. 503–511.
7. Салямова К.Д. Динамический расчет грунтовых сооружений с учетом нелинейных моделей грунтов при сейсмических воздействиях // Узбекский журнал проблемы механики. 2003. №1. С. 32–35.
8. Bao-Lin Xiong, Xi-Liang Wang and Chun-Jiao Lu. Dynamic Reaction Analysis of Tailing Dams Under Earthquake // Advances in Environmental Geotechnics. 2010. No.6. Pp. 697–701.
9. Siyahi B., Arslan H. Nonlinear Dynamic Finite Element Simulation of Alibey Earth Dam // Environmental Geology. 2008. Vol. 54. No.1. Pp. 77–85.
10. Bauer E., Fu Z.Z., Liu S. Constitutive Modeling of Materials for Rockfill Dams // 6th International Conference on Dam Engineering. Lisbon, Portugal. February 15–17, 2011. Pp. 1–14.
11. Bauer E., Fu Z.Z., Liu S. Influence of Pressure and Density on the Rheological Properties of Rockfills // Frontiers of Structural and Civil Engineering. 2012. Vol. 6. Issue 1. Pp. 25–34.
12. Абдикаримов Р.А., Эшматов Х. и др. Математическое моделирование и расчет гидротехнических сооружений типа плотины-пластины с учетом сейсмической нагрузки и гидродинамического давления воды // Инженерно-строительный журнал. 2011. №3(21). С. 59–70.
13. Мирсаидов М.М. Теория и методы расчета грунтовых сооружений на прочность и сейсмостойкость. Ташкент: Фан, 2010. 312 с.
14. Мирсаидов М.М., Султанов Т.З. Использование линейной наследственной теории в вязкоупругости при динамическом расчете грунтовых сооружений // Основание, фундаменты и механика грунтов. 2012. №6. С. 30–34.
15. Султанов Т.З., Ходжаев Д.А., Мирсаидов М.М. Оценка динамического поведения неоднородных систем с учетом нелинейно-вязкоупругих свойств грунта // Инженерно-строительный журнал. 2014. №1(45). С. 59–70.
16. Hua Hu, Hengxing Gu, Dengrong Yu. The Research on Dynamic Rheological Mechanical Response and Rheological Dynamic Model of Geological Disaster of Soft Rock-Soil // Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation. 2008. Part 4. Pp. 359–366.
17. Yan-lin Zhao, Ping Cao, Wei-jun Wang, Wen Wan, Ye-ke Liu. Viscoelasto-plastic rheological experiment under circular increment step load and unload and nonlinear creep model of soft rocks // Journal of Central South University of Technology. 2009. Vol. 16. Issue 3. Pp. 488–494.
18. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и МКЭ. М.: Стройиздат, 1982. 448 с.
19. Бадалов Ф.Б. Методы решения интегральных и интегродифференциальных уравнений наследственной теории вязкоупругости. Ташкент: Мехнат, 1987. 269 с.
20. Рассказовский В.Т. Основы физических методов определения сейсмических воздействий. Ташкент: Фан, 1973. 160 с.
21. Ржаницын А.Р. Теория ползучести. М.: Стройиздат, 1968. 416 с.
22. Месчан С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М.: Недра, 1974. 192 с.
23. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
24. Колтунов М.А. Ползучесть и релаксация. М.: Высшая школа, 1976. 277 с.

*Мирзиёд Мирсаидович Мирсаидов, Ташкент, Узбекистан
Тел. раб.: +7(987)237-09-81; эл. почта: theormir@mail.ru*

*Тахиржон Зокирович Султанов, Ташкент, Узбекистан
Тел. раб.: +7(987)237-22-67; эл. почта: tohir-zs@mail.ru*

© Мирсаидов М.М., Султанов Т.З., 2014

doi: 10.5862/MCE.49.8

Assessment of stress-strain state of earth dams with allowance for non-linear strain of material and large strains

M.M. Mirsaidov*Tashkent Institute of Irrigation and Melioration, Tashkent, Uzbekistan
+79872370981; e-mail: theormir@mail.ru***T.Z. Sultanov***Tashkent Institute of Irrigation and Melioration, Tashkent, Uzbekistan
+79872372267; e-mail: tohir-zs@mail.ru*

Key words

earth dams; large strains; non-linear viscoelasticity; heterogeneity; resonance; stress-strain state; dynamic behavior

Abstract

The paper presents results of studies on the dynamic behavior and stress-strain state of high earth dams with allowance for non-linearly viscoelastic properties of soil, large strains and heterogeneous features of a structure. The studies consider the effect of non-linearly viscoelastic properties of soil, large strains, heterogeneous character of a structure and geometrical parameters of a structure on the change of the stress-strain state of earth dams in pre-resonant, resonant and post-resonant modes of structure oscillations.

As a result, some mechanical effects, occurring with allowance for the discussed factors in a dynamic mode of the structure operation, have been revealed. Consideration of large strains and heterogeneity of the structure leads to strengthening a stress jump between heterogeneous parts of the structure; consideration of non-linearly viscoelastic properties of the structure material in a resonant mode of oscillations decreases significantly the amplitude of displacements and amplitudes of stress intensity in dangerous (related to strength) points of a dam, comparing with a linearly elastic case.

References

1. Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z., Sadullaev Sh.A. An assessment of stress-strain state of earth dams with account of elastic-plastic, moist properties of soil and large strains. *Magazine of Civil Engineering*. 2013. No.5. Pp. 59–68.
2. Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z., Khodzhaev D.A. Oscillations of earth dams with account of geometric nonlinearity. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013. Vol.9. No.3. Pp. 51–60.
3. Ilyushin A.A., Pobedrya B.E. *Osnovy matematicheskoy teorii termovyazkouprugosti* [Basis of mathematical theory of thermal-viscous-elasticity]. Moscow: Nauka, 1970. 280 p. (rus)
4. Krasnikov N.D. *Seysmostoykost gidrotekhnicheskikh sooruzheniy iz gruntovykh materialov* [Seismic stability of hydro-technical structures from soil materials]. Moscow: Energoizdat, 1981. 240 p. (rus)
5. Pinho R. Nonlinear dynamic analysis of structures subjected to seismic action. *Advanced Earthquake Engineering Analysis CISM International Centre for Mechanical Sciences*. 2007. Vol. 494. Pp. 63–89.
6. Sultanov K.S. Nelineyny zakon deformirovaniya myagkikh gruntov [Nonlinear deformation law of soft soils]. *Applied mathematics and mechanics*. 1998. Vol. 62. No.3. Pp. 503–511 (rus)
7. Salyamova K.D. Dinamicheskii raschet gruntovykh sooruzheniy s uchetom nelineynykh modeley gruntov pri seymicheskikh vozdeystviyakh [Dynamic calculation of soil structures based on non-linear models of soils under seismic actions]. *Uzbek Journal Problems of Mechanics*. 2003. No.1. Pp. 32–35 (rus)
8. Bao-Lin Xiong, Xi-Liang Wang and Chun-Jiao Lu. Dynamic reaction analysis of tailing dams under earthquake. *Advances in Environmental Geotechnics*. 2010. No.6. Pp. 697–701.
9. Siyahi B., Arslan H. Nonlinear dynamic finite element simulation of alibey earth dam. *Environmental Geology*. 2008. Vol.54. No.1. Pp. 77–85.
10. Bauer E., Fu Z.Z., Liu S. Constitutive modeling of materials for rockfill dams. *6th International Conference on Dam Engineering*. Lisbon, Portugal. February 15–17, 2011. Pp.1–14.
11. Bauer E., Fu Z.Z., Liu S. Influence of pressure and density on the rheological properties of rockfills. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. 2012. Vol. 6. Issue 1. Pp. 25–34.

Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z. Assessment of stress-strain state of earth dams with allowance for non-linear strain of material and large strains

12. Abdikarimov R.A., Eshmatov Kh [et al]. Matematicheskoye modelirovaniye i raschet gidrotekhnicheskikh sooruzheniy tipa plotiny-plastiny s uchedom seysmicheskoy nagruzki i gidrodinamicheskogo davleniya vody [Mathematical modelling and calculation of hydraulic engineering constructions such as dam-plate in view of hydrodynamical pressure of water and seismic loading]. *Magazine of Civil Engineering*. 2011. No.3. Pp. 59–70. (rus)
13. Mirsaidov M.M. *Teoriya i metody rascheta gruntovykh sooruzheniy na prochnost i seysmostoykost* [Theory and methods of design of earth structures on strength and seismic stability]. Tashkent: FAN, 2010. 312 p. (rus)
14. Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z. Ispolzovaniye lineynoy nasledstvennoy teorii v vyazkoupругosti pri dinamicheskom raschete gruntovykh sooruzheniy [Using linear hereditary theory of viscoelasticity by dynamic calculation of soil structures]. *Bases, Foundations and Soil Mechanics*. 2012. No.6. Pp. 30–34. (rus)
15. Sultanov T.Z., Khodzaev D.A., Mirsaidov M.M. Otsenka dinamicheskogo povedeniya neodnorodnykh sistem s uchedom nelineyno-vyazkoupругikh svoystv grunta [The assessment of dynamic behavior of heterogeneous systems taking into account non-linear viscoelastic properties of soil]. *Magazine of Civil Engineering*. 2014. No.1. Pp.59–70.
16. Hua Hu, Hengxing Gu and Dengrong Yu. The Research on Dynamic Rheological Mechanical Response and Rheological Dynamic Model of Geological Disaster of Soft Rock-Soil. *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation*. 2008. Part 4. Pp. 359–366.
17. Yan-lin Zhao, Ping Cao, Wei-jun Wang, Wen Wan, Ye-ke Liu. Viscoelasto-plastic rheological experiment under circular increment step load and unload and nonlinear creep model of soft rocks. *Journal of Central South University of Technology*. 2009. Vol.16. Issue 3. Pp. 488–494.
18. Bate K., Wilson E. *Chislennyye metody analiza i MKE* [Numeric Methods of Analysis and the Method of Finite Elements]. Moscow: Stroyizdat. 1982. 448 p. (rus)
19. Badalov F.B. *Metody resheniya integralnykh i integrodifferentsialnykh uravneniy nasedstvennoy teorii vyazkoupругosti* [Methods of solution of Integral and Integral-Differential Equations of Hereditary Theory of Viscous-Elasticity]. Tashkent: Mekhnat, 1987. 269 p. (rus)
20. Rasskasovsky V.T. *Osnovy fizicheskikh metodov opredeleniya seysmicheskikh vozdeystviy* [Bases of physical methods of determination of seismic effects]. FAN: Tashkent, 1973. 160 p. (rus)
21. Rjanitsin A.R. *Teoriya polzuchesti* [Creep theory]. Moscow: Stroyizdat, 1968. 416 p. (rus)
22. Meschan S.R. *Eksperimentalnaya reologiya glinistyykh gruntov* [Experimental rheology of clayer soils]. Moscow: Nedra, 1985. 342 p. (rus)
23. Vyalov S.S. *Reologicheskkiye osnovy mekhaniki gruntov* [Rheological basis of the mechanics of soil]. Moscow: Vysshaya shkola, 1978. 447 p. (rus)
24. Koltunov M.A. *Polzuchest i relaksatsiya* [Creeping and relaxation]. Moscow: Vysshaya shkola, 1976. 277 p. (rus)

Full text of this article in Russian: pp. 73–82