



Немцев Денис Анатольевич — начальник сектора искусственных сооружений ОАО «Сибжелдорпроект». В 2000 г. окончил факультет «Мосты и тоннели» СГУПС. Автор пяти научных работ.

Область научных интересов — численные и практические расчеты грунтовых оснований и мостовых конструкций.

УДК 624.131.52

К.В. КОРОЛЕВ, Д.А. НЕМЦЕВ

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ИЗМЕНЕНИЯ ВО ВРЕМЕНИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА МЕТОДОМ ИЗМЕНЯЮЩИХСЯ ХАРАКТЕРИСТИК

В работе предлагается методика расчета деформирования грунтового массива во времени методом конечных элементов. Приводится вывод уравнения состояния грунта с изменяющимися характеристиками. Дается описание методов лабораторного определения необходимых механических характеристик.

Ключевые слова: *грунтовой массив, МКЭ, ползучесть, уравнение состояния.*

Активизация геомеханических процессов, таких как оползни или оседания земной поверхности, нередко обусловлены резким изменением внешних условий или физического состояния грунтов. В грунтах, обладающих ярко выраженными свойствами ползучести, такие процессы после начального отклика на внешнее возмущение продолжают развиваться во времени и приводят либо к затуханию деформаций, либо к разрушению. Математическое моделирование поведения грунтового массива, прогноз развития деформаций во времени имеет в таких случаях большое практическое значение.

В теоретическом аспекте решение подобных задач может быть реализовано в рамках метода конечных элементов с применением модели упруго-вязкопластического деформирования грунта [1]. Выбор той или иной модели грунта представляет ответственную задачу, поскольку от этого зависит корректность расчета. Кроме того, ключевое значение имеет качество определения параметров модели. А параметры сложных моделей грунта, к которым, безусловно, относятся упруго-вязкопластические модели, определяются в специальных нестандартных экспериментах, требующих специального оборудования, навыков и опыта [4]. Разработка доступных для практики методов расчета сложных геомеханических процессов является актуальной задачей механики грунтов.

В данной статье излагается практический метод расчета геомеханического процесса на примере расчета оседания поверхности, осложненного ползучестью грунтов. Эта работа была вызвана практической необходимостью.

Летом 2007 г. на одном из рудников в Республики Башкортостан произошел внезапный прорыв в тоннель автоуклона массы разжиженного грунта. По имеющимся сведениям о размерах тоннеля и длине языка попавшей в тоннель грунтовой массы объем линзы водонасыщенного грунта был известен и составлял около 200 м³. Этот прорыв имел место на глубине 70 м. Прямым следствием указанного явления было оседание поверхности основания в районе глубинного прорыва грунта. Образующаяся

при уходе массы разжиженного грунта пустота заполнялась окружающими ее породами. Описанный процесс имел два ярко выраженных этапа, различных как по скорости развития деформаций, так и по причинам, их вызывавших.

На первом этапе происходит упругопластическое деформирование всей толщи над местом прорыва. Этот процесс протекает хотя и не мгновенно, но в ограниченный срок. При этом существенно изменяется напряженное состояние как в непосредственной близости от тоннеля, так и в вышележащих слоях грунта. Изменение напряженного состояния происходит в сторону приближения его к предельному. На втором этапе проявляется характерное для глинистых грунтов свойство ползучести. Поэтому деформации основания развивались еще несколько месяцев после прорыва грунта в тоннель без признаков затухания.

В этой ситуации возникла необходимость осуществить прогноз развития деформаций поверхности основания. Практически необходимо было знать, как долго могут продолжаться осадки основания и какой величины они могут достигнуть. В соответствии с этим были поставлены следующие задачи:

- определить физико-механические свойства грунтов, слагающих 70-метровую толщу, и дать анализ этих свойств;
- выполнить теоретический прогноз развития осадок поверхности (мульды оседания) во времени.

Перейдем к описанию предлагаемой методики расчета. Прежде всего, определим основные положения используемой модели грунта. Предполагается, что поведение грунта в принципе характеризуется двумя парами параметров прочности: для мгновенной прочности — удельное сцепление c_m и φ_m , для длительной прочности — c_d и φ_d . Будем характеризовать любое напряженное состояние функцией

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi, \quad c_d \leq c \leq c_m; \varphi_d \leq \varphi \leq \varphi_m.$$

Условие предельного мгновенного и длительного равновесия в точке дается в форме условия Кулона—Мора:

$$\begin{aligned} f_m &= \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3 + 2c_m \operatorname{ctg} \varphi_m) \sin \varphi_m = 0; \\ f_d &= \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3 + 2c_d \operatorname{ctg} \varphi_d) \sin \varphi_d = 0. \end{aligned} \quad (1)$$

Для определения параметров мгновенной и длительной прочности используются положения физико-технической теории ползучести Н.Н. Маслова. Согласно этой теории предельное сопротивление сдвигу определяется формулой [3]

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c, \quad (2)$$

где φ_w — истинный угол внутреннего трения; Σ_w — связность; c_c — структурное сцепление.

Определение этих параметров осуществляется в опытах на сдвиг «плашка по плашке». Далее, принимается $\varphi_d = \varphi_m = \varphi_w$, $c_d = c_c$, $c_m = \Sigma_w + c_c$. При выполнении опытов «плашка по плашке» нами было установлено, что для исследованных грунтов при повторных сдвигах изменялся также и угол внутреннего трения. Поэтому в нашем случае имело место неравенство $\varphi_d < \varphi_m$.

Поведение грунта определяется следующими положениями. При анализе стабилизированного (установившегося) напряженно-деформированного состояния значение $f_d < 0$ отвечает деформированию грунта в соответствии с моделью линейно деформируемой среды, значение $f_d = 0$ — деформированию как упругопластической среды. При анализе мгновенного изменения напряженного состояния значение $f_m < 0$ отвечает деформированию грунта в соответствии с моделью линейно деформируемой среды, а значение $f_m = 0$ — деформированию как упругопластической среды. При анализе

процесса ползучести это явление имеет место при значениях $f_d < f < f_m$, и в то же время при $f_d = 0$ грунт деформируется как упругопластическая среда.

Таким образом, расчет напряженно-деформированного состояния для стабилизированного состояния и при мгновенном изменении состояния осуществляется как расчет упругопластического деформирования с использованием в первом случае параметров длительной прочности, а во втором случае — параметров мгновенной прочности. Деформации ползучести имеют место после факта возмущения среды внешним воздействием и развиваются до тех пор, пока в любой точке среды не будет выполняться условие $f_d \leq 0$. Соответственно данный процесс можно интерпретировать как изменение параметров прочности от величин мгновенной прочности до величин длительной прочности грунта. Представим это изменение функциями:

$$c = c_d + k(c_m - c_d), \quad \varphi = \varphi_d + k(\varphi_m - \varphi_d). \quad (3)$$

Примем следующую зависимость, описывающую ползучесть грунта:

$$\dot{\gamma}_{\max} = \frac{d\gamma}{dt} = (d\dot{\varepsilon}_1 - d\dot{\varepsilon}_3) = \chi s = \chi(\sigma_1 - \sigma_3), \quad (4)$$

где $\chi = \frac{1}{\eta}$ — коэффициент ползучести, обратный по величине коэффициенту вязкости грунта η ; $\dot{\varepsilon}_1, \dot{\varepsilon}_3$ — скорости главных деформаций.

Ясно, что величина $\chi = \infty$ при $k = 1$ и $\chi = 0$ при $k = 0$. Качественный вид функции $\chi(k)$ показан на рис. 1.

Для практических расчетов зависимость $\chi(k)$ была представлена в виде формулы

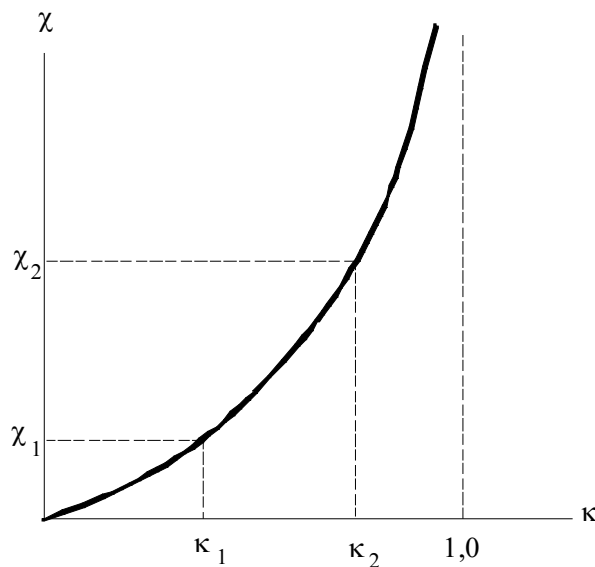


Рис. 1. Зависимость $\chi(k)$

$$\chi = a \left(\frac{k}{1-k} \right)^m. \quad (5)$$

Параметры a и m определяются по результатам стабилметрических испытаний грунта на ползучесть при постоянных напряжениях. Пусть одно испытание отвечает значениям χ_1 и k_1 , а другое — значениям χ_2 и k_2 .

Параметры a и m можно вычислить по формулам:

$$m = \frac{\lg \frac{\chi_1}{\chi_2}}{\lg \left[\frac{k_1(1-k_2)}{k_2(1-k_1)} \right]}, \quad a = \frac{\chi_1}{\left(\frac{k_1}{1-k_1} \right)} = \frac{\chi_2}{\left(\frac{k_2}{1-k_2} \right)}. \quad (6)$$

Порядок численного расчета деформаций ползучести методом конечных элементов был принят следующий:

1. Фиксируются элементы, где напряженное состояние отвечает условию $0 \leq k \leq 1$. В этих элементах будут развиваться деформации ползучести.

2. Задается шаг расчета в виде Δk_i . Соответственно находятся приращения снижающихся параметров прочности грунта. Фиксируется скорость деформаций ползучести при достигнутом уровне напряженного состояния $\dot{\gamma}_{\max,i}$.

3. Выполняется шаг расчета. На этом шаге для элементов $f_d < f < f_m$ используется уравнение состояния грунта с изменяющимися характеристиками прочности [2]:

$$\{d\sigma\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} + \{d\sigma_n\}.$$

Начальные напряжения $\{d\sigma_n\}$ определяются выражением

$$\{d\sigma_n\} = -[D_e] \{P\} dA / (\{\Phi\}^T [D_e] \{P\}),$$

$$dA = -(\sigma_x + \sigma_y + 2H) d(\sin \varphi) - 2dH \sin \varphi.$$

Здесь

$$[D_{ep}] = [D_e] - [D_e] \{\Phi\} \{P\}^T [D_e] / (\{\Phi\}^T [D_e] \{P\});$$

$$\{\Phi\}^T = \{\partial \Phi / \partial \sigma_x \quad \partial \Phi / \partial \sigma_y \quad \partial \Phi / \partial \tau_{xy}\};$$

$$\{P\}^T = \{\partial P / \partial \sigma_x \quad \partial P / \partial \sigma_y \quad \partial P / \partial \tau_{xy}\};$$

$$P = \Phi = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} - (\sigma_x + \sigma_y + 2c \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi;$$

$$[D_e] = \frac{E}{1+\nu} \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \text{ — матрица линейной деформируемости.}$$

4. Определяются приращения девиатора деформаций $\Delta \gamma_{\max,i}$.

5. Рассчитывается приращение времени, необходимое для реализации процесса ползучести на этом шаге расчета: $\Delta t_i = \frac{\Delta \gamma_{\max,i}}{\dot{\gamma}_{\max,i}}$.

6. Организуется итерационный процесс для уравнивания приращений времени по всем элементам. Этот процесс имеет аргументами Δk_i .

Расчетная область имеет общую глубину 80 м и ширину 160 м. Образовавшаяся в результате прорыва пустота в окончательном варианте была принята треугольного очертания, после того как в ходе предварительных расчетов было установлено малое влияние ее геометрии (формы) на величины осадок поверхности основания. Размеры пустоты составили $4 \times 20 \times 1 \text{ м}^3$. Расчеты выполнялись с различной степенью дискретизации области. Ниже приводится сетка 28×35 , давшая приемлемые с точки зрения точности численного решения результаты.

Вычисления осуществлялись по специально созданной в рамках данной темы программе для персональной ЭВМ. Работа с данной программой предусматривает такую последовательность.

На основании полученных результатов было выполнено сопоставление наблюдаемых осадок двух реперов (RI, RII) с рассчитанными значениями. Сравнительные графики приведены на рис. 2.

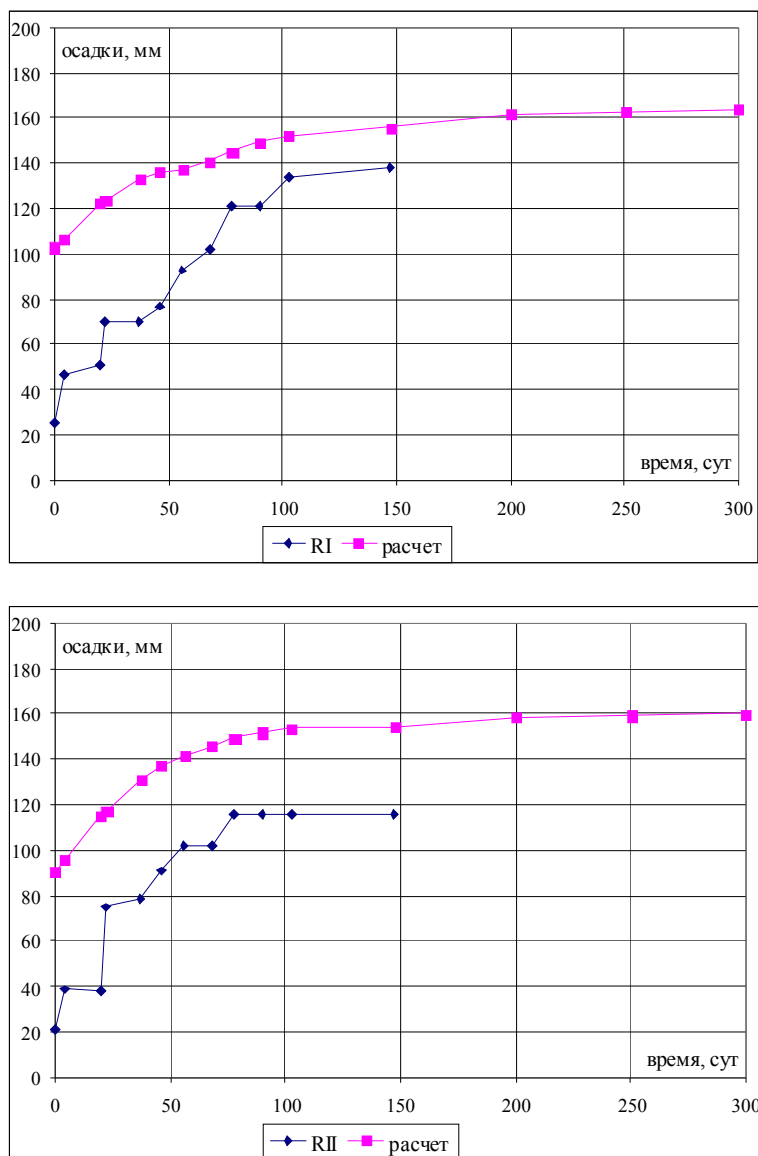


Рис. 2. Численный прогноз величин осадок и сопоставление с результатами натурных наблюдений за осадками (репер RI и RII)

Из анализа представленных графиков можно сделать следующие выводы.

1. Наибольшее отклонение рассчитанных и натурных осадок зафиксировано на начальном этапе. Это вызвано тем, что в численном моделировании закрытие образовавшейся после прорыва породы в тоннель пустоты происходит мгновенно. Соответственно мгновенно появляется и осадка поверхности. На практике же условно-мгновенно (несколько суток) реализуется только часть осадки, остальные деформации накапливаются в последующий период. Данное расхождение можно считать существенным,

однако не определяющим для задачи и результатов решения в целом, поскольку изначально ставилась задача прогнозирования, и математическое описание уже завершившегося начального этапа большого значения не имеет.

2. Наиболее важный с точки зрения поставленной задачи период расчетом описывается удовлетворительно как по величинам осадок поверхности, так и по продолжительности деформирования.

Библиографический список

1. Бугров А.К., Голубев А.И. Анизотропные грунты и основания сооружений. СПб.: Недра, 1993. 245 с.
2. Караулов А.М., Омский М.И. Уравнения состояния грунта с изменяющимися характеристиками // Проблемы транспортного строительства в Сибири: Сб. тез. науч.-техн. конф. / ВНИИТС. Новосибирск, 1989. С. 15–19.
3. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1977. 320 с.
4. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 221 с.

K.V. Korolyov, D.A. Nemtzev. Calculations of Time-Based Soil Deflected Mode by a Finite Element Method.

The article considers calculations of time-based soil deflected mode by a finite element method. It proposes the equation of soil state with changing characteristics and describes the methods of defining the necessary mechanical behavior in the laboratory environment.

Key words: *soil, finite element method, creep, the equation of soil state.*