УДК 624.131+539.215

КОНСОЛИДАЦИЯ НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДРЕН

Дасибеков А.Д., Юнусов А.А., Камбарова О.Б., Полатбек А.М.

Южно-Казахстанский государственный университет им. М. Ауэзова, Шымкент, e-mail: yunusov1951@mail.ru

Как известно, при строительстве и эксплуатаций транспортных, промышленных и гидротехнических сооружений, построенных на слабых неоднородных грунтах, используются вертикальные дрены и песчаные подушки. Применение вертикальных и горизонтальных песчаных дрен обычно позволяет сократить сроки консолидации грунтовых оснований, сложенных из слабых водонасыщенных глинистых грунтов. В связи с этим в данной работе для проведения расчета вертикальных песчаных дрен рассматривается уплотнение грунта вокруг одной дрены. Для этого в грунтовом массиве с плоскостями, которые ограничивают сферу действия одной дрены от другой, вырезают призматический блок глинистого водонасыщенного грунта так, чтобы дрен был расположен по вертикальной оси блока. Затем для расчета на НДС призматический блок заменяется грунтовым цилиндром такого же объема с дреной по вертикальной оси цилиндра. В работе допущено, что для сильно сжимаемых водонасыщенных глинистых грунтов в начальный момент времени часть нагрузки, мгновенно приложенной нагрузки q к грунту, равная по величине структурной прочности сжатия рстр, сразу же воспринимается скелетом грунта. Неоднородность грунта, обладающего упругим свойством, учитывается через модуль его деформации. Модуль деформации уплотняемого грунта изменяется по экспоненциальному закону глубины. В такой постановке здесь получена расчетная формула для вычисления порового давления в уплотняемом грунтовом массиве. Решение задачи представлено в виде комбинации бесселевых функции.

Ключевые слова: процесс ,уплотнения, грунт, параллелипед, давления,основания,фундамент, граничные условия, непрерывность функций, дифференциалные уравнения, гипергеометрические уравнения

CONSOLIDATION OF HETEROGENEOUS SOIL FOUNDATIONS AT THE EXCAVATION OF VERTICAL DRAINS

Dasibekov A.D., Yunusov A.A., Kambarova O.B., Polatbek A.M.

M. Auezov South Kazakhstan State University, Shymkent, e-mail: Yunusov1951@mail.ru

As is known, vertical drains and sand blankets are used at the building and exploitation of transport, industrial and hydro-technical constructions, built on weak heterogeneous soils. Application of vertical and horizontal sand mats is usually allows reduce consolidation terms of soil foundations constructed from weak water saturated clay soils. In this connection for carrying out of calculations for the vertical sand mats this work considers soil compaction around one drain. For this purpose a prismatic block of the clay water saturated soil is cut to the effect that the drain is situated on the vertical pulley axle, in the soil mass with flat surfaces which limit sphere of action of one drain from the other. Then, for calculation of VAT, the prismatic block is substituted by a soil cylinder of the same volume with the drain by the vertical axis of cylinder. It has been admitted in the work that for highly compressible water saturated clay soils in the initial instant a part of the load, suddenly applied load q to the soil, equal to the value of structural compressive strength pbuild, is immediately taken by the soil skeleton. Heterogeneity of the soil possessing by elastic property is taken into consideration through the modulus of its deformation. Deformation modulus of the compactible soil is changed by the exponential depth law. In this position we have obtained calculation formula for evaluation of porous pressure in the compactible soil mass. Solution of the problem is presented in the form of Bessel's functions combination.

Keywords: compaction process, soil, parallelepiped, pressure, foundations, base, boundary conditions, continuity of functions, differential equations, hypergeometric equations

В настоящее время особую актуальность приобрели проблемы строительства новых и реконструкции существующих объектов в районах распространения слабых водонасыщенных грунтов, что обусловлено особенностью современного развития нефте- и газодобывающих районов Казахстана. При этом возникают не только технологические трудности, связанные с производством работ в особых условиях распространения слабых грунтов, но и повышенные требования к проектным решениям в этой области, как на стадии конструирования, так и во время расчета. Строительства новых высотных сооружений и их эксплуатация сопряжены со значительными затратами ресурсов. В целом проблема является весьма многогранной и, в частности, связана с использованием в основании таких конструкций глинистых водонасыщенных грунтов, для которых свойственны неоднородность, фильтрационная анизотропность и способность разжижаться при нарушении структуры из-за содержания воды.

В связи с этим исследование несущей способности водонасыщенного глинистого грунта в основании сооружений в процессе фильтрационной консолидации является ак-

туальной геотехнической проблемой, имеющей существенное практическое значение и определяющей, в значительной степени, эффективность капитальных вложений, надёжность и нормальную эксплуатацию сооружений.

Однако, несмотря на успешное строительство и эксплуатацию многих промышленных и гражданских сооружений, построенных на слабых водонасыщенных грунтах, на практике приходится сталкиваться с авариями и большими деформациями подобных сооружений. Причем анализ показывает, что причина аварий кроется в неправильной информации о неоднородности грунтов.

Г.К. Клейн в своей работе [7] при расчете сооружений, лежащих на неоднородном основании, для модуля деформации грунта принимает выражение следующего вида

$$E(z) = E_n z^n, \qquad (1)$$

где E_n является модулем деформации грунта на глубине z=1; показатель n в большинстве случаев лежит в пределах $0 < n < 2$.

Эта модель использована Б.Н. Баршевским [2] для решения некоторых задач консолидации непрерывно-неоднородных грунтов по глубине и получила дальнейшее развитие в работах [11] при решении контактных задач механики деформируемого твердого тела.

В работе [8] при решении контактных задач теории упругости модуль деформации грунта (1) принят в виде

$$E = E_0 e^{\alpha z}, \qquad (2)$$

где E_0, α – экспериментальные данные.

Следует заметить, что при строительстве и эксплуатаций транспортных, промышленных и гидротехнических сооружений, построенных на слабых неоднородных грунтах, используются вертикальные дрены и песчаные подушки. Применение вертикальных и горизонтальных песчаных дрен обычно позволяет сократить сроки консолидации грунтовых оснований, сложенных из слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

Для проведения расчета вертикальных песчаных дрен рассматривается уплотнение грунта вокруг одной дрены. Для этого в грунтовом массиве с плоскостями, которые ограничивают сферу действия одной дрены от другой, вырезают призматический блок глинистого водонасыщенного грунта так, чтобы дрен был расположен по вертикальной оси блока. Затем для расчета на НДС призматический блок заменяется грунтовым цилиндром такого же объема с дреной по вертикальной оси цилиндра.

Существующие решения задач консолидации водонасыщенных грунтов при устройстве вертикальных песчаных дрен совместно с песчаной подушкой делятся на решения двух задач, а именно, на решение задачи консолидации слоя из водонасыщенного грунта, когда отжимаемая вода движется вертикально вверх, т.е. в сторону песчаной подушки и на решение задачи консолидации, когда вода движется горизонтально, т.е. вертикально к самому песчаному дрену. После чего полученные решения каждой задачи совмещаются по методу Н. Карилло [9].

Уплотнение грунта вокруг дренажного колодца рассмотрено В.А. Флориным [10]. Им также изучено дренирование основания вертикальными дренами и поверхностно-дренирующим слоем.

В связи с этим ниже исследуем процесс уплотнения водонасыщенной неоднородной земляной среды, когда коэффициент уплотнения α_z зависит только от координаты z.

В отличие от вышеуказанных работ в данной статье рассматривается случай, когда указанные процессы происходят одновременно, т.е. решение осесимметричной задачи теории фильтрационной консолидации.

Чтобы решить такие задачи механики уплотняемых водонасыщенных сред, необходимо совместно рассматривать три уравнения:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\left(1+\varepsilon_{cp}\right)}{\gamma_в}\left[\frac{k_x}{x^{\alpha_1}}\frac{\partial}{\partial x}\left(x^{\alpha_1}\frac{\partial p}{\partial x}\right) + \alpha_2 k_y \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \alpha_3 k_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}\right]; \qquad (3)$$

$$\varepsilon(M,t) - \varepsilon_0(M) = \Phi\left[\theta(M,t), a_0(M,t), \xi\right]; \qquad (4)$$

$$\theta(M,t) = \theta^*(M) - n\left[P(M,t) - P^*(M)\right]. \qquad (5)$$

где уравнение (3) отражает условие неразрывности жидкой и твердой фаз грунта; равенство (4) описывает состояние скелета грунта; выражение (5) дает условие равновесия уплотняемого водонасыщенного грунтового массива; k_x, k_y, k_z – соот-

ветственно, коэффициенты фильтрации грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях; ε_{cp} – среднее значение коэффициента пористости в процессе уплотнения; $\varepsilon(M,t)$ – изменяющийся во времени коэффициент пористости; $p(M,t)$ – давление в поровой жидкости; $\gamma_в$ – объемный вес воды; $M(x,y,z)$ – исследуемая точка уплотняемого массива; x,y,z– координаты точки в пространстве; t – время уплотнения грунтового массива. $\theta(M,t)$ – сумма главных напряжений; ξ – коэффициент бокового давления; n – размерность рассматриваемой задачи; $\theta^*(M)$ – сумма главных напряжений для стабилизированного состояния грунта; $p^*(M)$ – поровое давление для этого же состояния; при $\alpha_2=1$, $\alpha_3=1$, $\alpha_1=0$, задача соответствует трёхмерному уплотнению; при $\alpha_3=0$, $\alpha_2=1$, $\alpha_1=0$, задача соответствует двумерной, при $\alpha_1=0$, $\alpha_2=0$, $\alpha_3=0$, задача соответствует одномерной; при $\alpha_1=1$, $\alpha_2=1$, $\alpha_3=0$, задача соответствует осесимметричной;

Следует заметить, что уравнение (3) включает в себе условия неразрывности жидкой и твердой фаз грунта, а также закон фильтрации. Однако оно еще не дает возможности определить распределение давлений в поровой жидкости, тем более нельзя что-либо говорить о напряженно-деформированном состоянии уплотняемого грунтового массива. Для решения этого вопроса заранее должна быть установлена математическая модель, которая с достаточной точностью может описать состояния самого скелета грунта. Если грунтовая среда обладает упругим свойством, то зависимость (4) между коэффициентом пористости и суммой главных напряжений, имеет вид:

$$\varepsilon(t)=\varepsilon(\tau_1)-\frac{a_0(z)}{1+(n-1)\xi}\theta(t). \qquad (6)$$

Совместно рассматривая выражения (2)-(4) и (6) основное уравнение для пространственной задачи консолидации двухфазных неоднородных грунтов, без учета их свойств ползучести, получим в виде

$$\frac{\partial p}{\partial t}=\frac{\left(1+\varepsilon_{cp}\right)e^{\alpha z}}{n\gamma_в E_0}\left[\ \frac{k_x}{x^{\alpha_1}}\frac{\partial}{\partial x}\left(x^{\alpha_1}\frac{\partial p}{\partial x}\right)+\alpha_2 k_y\frac{\partial^2 p}{\partial y^2}+\alpha_3 k_z\frac{\partial^2 p}{\partial z^2}\ \right], \qquad (7)$$

Для решения уравнения (7) требуются знать одно начальное и в зависимости от исследуемых задач механики уплотняемых сред, соответствующие им граничные условия. Начальное условие для уравнения механики уплотняемых пористых грунтов, обладающих упругим свойством, должно задаваться во всех точках уплотняемого грунтового массива $\overline{G}=G+\Gamma$ в момент времени $t=\tau_1$, от которого ведется его отчет, т.е.

$$p(x_s,t)\big|_{t=\tau_1}=\varphi(x_s),\ x_s\in\overline{G}=G+\Gamma,\ s=1,2,3. \qquad (8)$$

где x_s – декартовы координаты; s – может принять значения 1,2,3 или x,y,z в зависимости от мерности задачи; $\varphi(x_s)$ – непрерывна в точках области $\overline{G}$. Эта область есть объединение множества G и его границы Г.

Следует заметить, что в задачах механики уплотняемых грунтов за функцию $\varphi(x_s)$ обычно принимают решение уравнения Лапласа, т.е. решение задач теории фильтрации. Оно относительно давления в поровой жидкости для двухкомпонентной среды имеет вид

$$\varphi(x_s)=\frac{\theta^*}{n}+p^*,\ x_s\in\overline{G}, \qquad (9)$$

где θ^* и p^* – соответственно определяют сумму главных напряжений и давление в поровой жидкости для стабилизированного состояния уплотняемого грунта.

Граничные условия задач в общем виде можно представить следующим образом:

$$\alpha^{(n)}p(x_s,t)+\beta^{(n)}\frac{\partial p(x_s,t)}{\partial x_s}=\psi(x_s,t),\ x_s\in\Gamma,\ \ t>\tau_1, \qquad (10)$$

где $\alpha^{(n)}\ge 0,\quad \beta^{(n)}\ge 0$.

Если в (10) $\alpha^{(n)}=0,\ \beta^{(n)}=1$, то имеем первую краевую задачу. В этом случае для любого момента времени задается распределение порового давления на граничной поверхности, т.е.

$$p(x_s,t)=\psi_1(x_s,t),\ x_s\in\Gamma,\ \ t>\tau_1, \qquad (11)$$

Здесь x_s – точка граничной поверхности Г; $\psi_1(x_s,t)$ – заданная непрерывная функция, зависящая от координат и времени. Если в (10) примем $\alpha^{(n)}=0,\ \beta^{(n)}=1$, то

имеем вторую краевую задачу. В этом случае

$$\frac{\partial p(x_s,t)}{\partial x_s}=\psi_2(x_s,t),\ x_s\in\Gamma,\ \ t>\tau_1, \quad (12)$$

где $\psi_2(x_s,t)$ – заданная непрерывная функция, зависящая от координат и времени в области Г.

Однако для сильно сжимаемых водонасыщенных глинистых грунтов в начальный момент времени часть нагрузки, мгновенно приложенной нагрузки q к грунту, равная по величине структурной прочности сжатия $p_{стр}$, сразу же воспринимается скелетом грунта [1], то

$$p\big|_{t=0}=q-p_{стр.} \quad (11)$$

В отличие от существующих работ в данной статье рассматривается случай, когда указанные процессы происходят одновременно, т.е. решение осесимметричной задачи теории фильтрационной консолидации.

Итак, грунты основания под действием постоянной нагрузки деформируется как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении. На основе этого допущения основное уравнение (7) для пространственной осесимметричной задачи консолидации неоднородных грунтов имеет вид

$$\frac{\partial p}{\partial t}=C_V e^{\alpha z}\left[\kappa_r\left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial p}{\partial r}-\frac{\gamma_в I_0}{r}\right)+\kappa_z\frac{\partial^2 p}{\partial z^2}\right], \quad (12)$$

где $C_V=\dfrac{1+\varepsilon_{ср}}{a_z\gamma_в}$; κ_z и κ_r – соответственно, коэффициенты фильтрации грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях; a_z – коэффициент сжимаемости грунта; $\varepsilon_{ср}$ – среднее значение коэффициента пористости.

Уравнение (12) решается при следующих граничных и начальных условиях

$$\left.p(r_0,z,t)=0,\ \ \frac{\partial p}{\partial z}\bigg|_{r=R}=\gamma I_0;\right\} \quad (13)$$

$$\left.\begin{aligned}&p(r,H,t)=0,\\&\frac{\partial p}{\partial z}(r,0,t)=0;\end{aligned}\right\} \quad (14)$$

$$p(r,z,0)=p_{нач}=q-p_{стр.} \quad (15)$$

Решение уравнения (12) при (13) – (15) получим в виде

$$p(r,z,t)=\gamma_{\hat{a}}I_0(r-r_0)+\frac{\pi^2}{4}\sum_{i=1}^{\infty}\sum_{j=1}^{\infty}\frac{\mu^2 J_1^2(\mu_i R)\cdot\int_{r_0}^{R}\int_0^H rf(r)\cdot V_0(\mu_i r)e^{-\alpha z}W_\nu\left(\mu_j e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right)drdz}{\left[J_0^2(\mu_i r_0)-J_1^2(\mu_i R)\right]\cdot\left[W_{\nu+1}^2(\mu_j)-e^{-\alpha H}W_{\nu+1}\left(\mu_j e^{-\frac{\alpha}{2}H}\right)\right]}\times$$

$$\times e^{-\tilde{C}_V\lambda_{ij}^2 t}V_0(\mu_i r)W_\nu\left(\mu_j e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right), \quad (16)$$

где

$$V_0(\mu_i r)=J_0(\mu_i r)Y_0(\mu_i r_0)-J_0(\mu_i r_0)Y_0(\mu_i r_0)\,. \quad (17)$$

$$W_\nu\left(\mu e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right)=J_\nu\left(\mu\, e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right)\cdot Y_\nu(\mu H)-J_\nu(\mu H)\cdot Y_\nu\left(\mu\, e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right), \quad (18)$$

$$\mu_i=\frac{2\lambda_i}{\alpha},\ \lambda_i=\mu_i\frac{\alpha}{2};$$

$J_0(\mu r)$ и $Y_0(\mu r)$ – соответственно есть функции Бесселя и Неймана нулевого порядка.

Причем (17) выражает ортогональность системы функций

$$V_0(\mu_1 r),\ V_0(\mu_2 r),\ V_0(\mu_3 r)\ldots$$

с весом r в промежутке $[r_0, R]$. Аналогично (18) выражает ортогональность системы функций

$$W_\nu\left(\mu_1 e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right),\ W_\nu\left(\mu_2 e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right),\ W_\nu\left(\mu_3 e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right)\ldots$$

с весом $e^{-\alpha z}$ в промежутке $[0, H]$,

Для практического использования решений (16) надо знать значения μ_i при различных значениях k. Если введем обозначения вида $x_i = \mu_i r_0$, $k = \dfrac{R}{r_0}$, $\Phi_0 = \dfrac{ct}{r_0^2}$, то x_i находятся из следующего характеристического уравнения:

$$J_0(x)Y_1(kx) - J_1(kx)Y_0(x) = 0\,. \quad (19)$$

Корни уравнения (19) могут быть выражены рядами. В настоящее время опубликовано много таблиц и номограмм для определения значений параметра k.

Следует отметить, так как экспоненциальная функция с отрицательным показателем быстро убывает при больших значениях показателя, то в соответствующих рядах можно ограничиться только первым членом. При этом выражение (16) может быть представлено в следующем виде

$$p(r,z,t) = \gamma_в I_0(r - r_0) + \frac{\pi^2}{4}\frac{\mu_1^{22} J_1(\mu_i) R \cdot \Phi_1 \cdot y^{-\tilde{C}_M \lambda_{11}^2 e}}{\left[J_0^2(\mu_i r_0) - J_1^2(\mu_i R)\right]\cdot\left[W_{\nu+1}^2(\mu_j) - e^{-\alpha H} W_{\nu+1}\left(\mu_j e^{-\frac{\alpha}{2}H}\right)\right]}, \quad (20)$$

где

$$\Phi_1 = \int_{r_0}^{R}\int_{0}^{H} r f(r)\cdot V_0(\mu_1 r) e^{-\alpha z} W_\nu\left(\mu_1 e^{-\frac{\alpha}{2}z}\right) dr dz\,.$$

Для практических расчетов консолидации часто требуется знать не величину порового давления в любой точке грунтового цилиндра вокруг дрена, а среднюю величину порового давления в момент времени t.

Среднее избыточное поровое давление в грунтовом цилиндре водонасыщенного консолидируемого грунта на расстоянии r_0 и R будет найдено интегрированием выражения (16) и делением его на площадь цилиндра, т.е.

$$p_{ср} = \int_0^R \frac{2\pi r \cdot p(t)}{\pi(R^2 - r_0^2)} dr\,, \quad (21)$$

где $p(t)$ находится из (16).

Следует заметить, что избыточное поровое давление в теле песчаной дрены в данной работе равно нулю. В связи с тем, что проницаемость песчаной дрены сотней раз выше, чем сильносжимаемых глинистых грунтов, то это допущение хорошо согласуется с данными наблюдения за физической работой вертикальных песчаных дрен в основании сооружений.

Задачи консолидации грунтов в различных постановках также исследованы авторами данной работы [3-6].

Список литературы

1. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 247 с.
2. Баршевский Б.Н. Одномерная задача консолидации для грунтов с переменным по глубине модулем деформации // Некоторые вопросы машиностроения и строительной механики: сборник. –Л., 1967.– Вып.68.– Ч.1.– С.55-61.
3. Дасибеков А., Юнусов А.А. Сайдуллаева Н.С., Юнусова А.А. Консолидация неоднородных упругих и упруго-ползучих грунтов // Международный журнал экспериментального образования. – М., 2012, №8 – С. 67-72,
4. Дасибеков А., Юнусов А.А., Юнусова А.А, Айашова А.Уплотнение наследственно-стареющих неоднородных грунтовых оснований // Фундаментальные исследования», М., 2013, №8 – С. 323-331.
5. Дасибеков А., Юнусов А.А., Юнусова А.А, Двумерное уплотнеие упругоползучих неоднородных грунтовых оснований, // Успехи современного естествознания. – М., 2013, №10 – С. 234-239.
6. Дасибеков А., Юнусов А.А., Юнусова А.А. Расчет неоднородных упругих и упруго-ползучих грунтовых оснований при устройстве песчаной подушки, Современные проблемы науки и образования, Москва, 2013, №8 – С. 139-144.
7. Клейн Г.К. Расчет осадок сооружений по теории неоднородного линейно-деформируемого полупространства // Гидротехническое строительство.– 1948, №2. – С.7-14.
8. Попов Г.Я. К теории изгиба плит на упругом неоднородном полупространстве // Изв. вузов «Строительство и архитектура». – 1959. – №12. – С.11-19.
9. Carillo N. Simple two tree Diemention cases in Theory of Consolidasion of Soils. J. of Math. Phis. – 1942. – V.21. – P. 46-58.
10. Флорин В.А. Основы механики грунтов. – М.: Госстройиздат, Т2, 1961. – 543 с.
11. Ширинкулов Т.Ш. Расчет инженерных конструкций на упругом неоднородном основании. – Ташкент: ФАН, 1972. – 244 с.