

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Յ. Դ. ԹԵՐ-ՄԱՐՏԻՐՈՍՅԱՆ

К ВОПРОСУ О БОКОВОМ ДАВЛЕНИИ В ГЛИНИСТЫХ
ГРУНТАХ ПРИ УПЛОТНЕНИИ

Определение закономерностей изменения бокового давления во времени в процессе уплотнения является одним из основных вопросов теории консолидации грунтов. Однако этот вопрос до настоящего времени мало исследован. При рассмотрении плоской и пространственной задач уплотнения обычно принимают, что тотальное боковое давление является постоянной величиной, не зависящей от времени [1]. Это предположение приводит к недостаточно строгим решениям. В случае одномерного уплотнения изменение бокового давления не оказывает влияния на закономерности уплотнения во времени, так как скорость осадки определяется вертикальными напряжениями в скелете грунта (компрессионная зависимость), которые определяются выражением вида

$$\sigma_1(t) = q - p(t), \quad (1)$$

где $\sigma_1(t)$ — наибольшие главные напряжения в скелете грунта;

q — тотальные напряжения;

$p(t)$ — напряжения в поровой воде.

Величину наименьшего главного напряжения в скелете грунта можно определить по формуле:

$$\sigma_2(t) = \xi \cdot \sigma_1(t), \quad (2)$$

а тотальное напряжение на боковой поверхности q , выражением вида:

$$q(t) = \xi \cdot \sigma_1(t) + p(t). \quad (3)$$

Здесь ξ — коэффициент бокового давления скелета грунта;

$q(t)$ — тотальное боковое давление;

$\sigma_2(t)$ — боковое напряжение в скелете грунта.

Закономерности уплотнения в случае пространственной задачи определяются тремя компонентами напряжений в скелете грунта $\sigma_x(t)$, $\sigma_y(t)$ и $\sigma_z(t)$, которые определяются выражениями вида:

$$\begin{cases} \sigma_x(t) = \sigma_1 - p(t); \\ \sigma_y(t) = \sigma_1 - p(t); \\ \sigma_z(t) = \sigma_2 - p(t). \end{cases} \quad (4)$$

где σ_1 , σ_y и σ_z — напряжения в скелете грунта, соответствующие стабилизированному состоянию уплотнения. Из уравнения (3) видно, что

тотальное напряжение в горизонтальном направлении является переменной величиной и не соответствует стабилизированному состоянию. Это означает, что в уравнении (4) тотальные напряжения $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ не могут быть приняты постоянными. Вопрос о закономерностях изменения тотального напряжения в грунте в процессе уплотнения еще больше осложняется при учете ползучести скелета грунта и сжимаемости пороной жидкости.

Экспериментальные исследования закономерностей пороного давления [2] в процессе уплотнения показывают, что оно не соответствует теории фильтрационной консолидации. В начальный момент оно имеет малое значение, а затем, постепенно увеличиваясь, через определенное время достигает своего максимального значения и в дальнейшем постепенно снижается до стабилизированного состояния. Это объясняется ползучестью скелета грунта и сжимаемостью пороной жидкости. Из уравнения (3) видно, что аналогичная закономерность изменения во времени будет иметь и боковое давление.

В настоящей работе, выполненной на кафедре Механики грунтов, оснований и фундаментов МИСИ им. В. В. Куйбышева под руководством проф. Н. А. Цытовича, рассматривается одномерная задача уплотнения упруго-ползучей пористой среды, заполненной сжимаемой жидкостью. Показывается, что боковое давление в этом случае является переменной величиной во времени и существенно отличается от теории фильтрационной консолидации.

При решении поставленной задачи приняты следующие основные положения:

1. Скелет грунта является упруго-ползучей пористой средой, подчиняющейся наследственной теории ползучести Н. Х. Арутюняна [3].

2. Поры грунта заполнены сжимаемой жидкостью (вода, защемленные пузырьки воздуха и растворенный воздух).

3. Движение жидкости подчиняется закону ламинарной фильтрации Дарси.

Уравнение состояния скелета грунта по аналогии с теорией наследственной ползучести представим в виде:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \varepsilon(t) \cdot a(t, t) + \int_{\tau_1}^t \varepsilon(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} a(t, \tau) d\tau; \quad (5)$$

$$a(t, \tau) = a_{\text{ст}} + a_{\text{вт}} [1 - e^{-\tau(t-\tau)}], \quad (6)$$

где $a(t, \tau)$ — изменение пористости к моменту времени t от постоянной единичной интенсивности (коэффициент уплотнения);

$\varepsilon(t)$ — изменяющийся во времени коэффициент пористости грунта;

$a_{\text{ст}}$ и $a_{\text{вт}}$ — коэффициенты мгновенного и вторичного уплотнения грунта;

τ_1 — параметр ползучести скелета.

Уравнение состояния сжимаемой поровой жидкости имеет вид

$$\frac{d\rho}{d\rho} = \rho \cdot K_0, \quad (7)$$

где ρ — давление жидкости;

ρ — плотность жидкости;

K_0 — коэффициент объемной сжимаемости жидкости.

При рассмотрении двух состояний некоторого замкнутого объема воды и заземленных пузырьков воздуха можно показать, что коэффициент объемной сжимаемости жидкости численно равен величине $(J_m - 1)$, где J_m — коэффициент водонасыщения.

Таким образом, имеем:

$$\frac{d\rho}{d\rho} = \rho (J_m - 1).$$

Очевидно, даже при коэффициенте водонасыщения $J_m = 0,99$ объемная сжимаемость поровой жидкости в 200 раз превышает сжимаемость деаэрированной воды, которая равна $0,00005 \text{ см}^2/\text{кг}$.

Дифференциальное уравнение одномерного уплотнения с учетом сжимаемости поровой жидкости можно представить в виде:

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + K_0 \cdot \varepsilon_{cp} \cdot \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{1 + \varepsilon_p}{\gamma_0} K_{cp} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}, \quad (8)$$

где γ_0 — объемный вес сжимаемой жидкости;

K — коэффициент фильтрации.

Принимая во внимание уравнение (5), дифференциальное уравнение (8) можем представить в виде:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + \frac{\partial p}{\partial t} \frac{\gamma (a_{вт} + a_{вт} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0)}{a_{мг} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0} = \frac{(1 + \varepsilon_{cp}) K_{cp}}{\gamma_0 (a_{мг} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0)} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \gamma \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \right), \quad (9)$$

Это дифференциальное уравнение одномерного уплотнения упруго-ползучей пористой среды, заполненной жидкостью.

Первое начальное условие для уравнения (9) находим из условия отсутствия фильтрации в момент приложения нагрузки, вследствие чего имеет место равенство деформаций скелета и поровой жидкости. Иначе говоря

$$p(\tau_1) = q \cdot \frac{a_{мг}}{a_{мг} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0} = q \cdot A_2, \quad (10)$$

где A_2 — коэффициент порового давления в начальный момент времени.

Второе начальное условие для $p'(t)$ получаем сравнением уравнений (5) и (8), откуда

$$\begin{aligned} a_{мг} \frac{\partial p(\tau_1)}{\partial t} - a_{мг} \cdot \gamma [q - p(\tau_1)] + \varepsilon_{cp} \cdot K_0 \frac{\partial p(\tau_1)}{\partial t} - \\ - \frac{(1 + \varepsilon_{cp}) K_1}{\gamma_0} \frac{\partial^2 p(\tau_1)}{\partial z^2} = 0 \end{aligned} \quad (11)$$

Граничными условиями функции $p(t, z)$ для всего периода уплотнения являются

$$\begin{cases} z=0, \\ z \approx h, \end{cases} p=0. \quad (12)$$

Учитывая начальные и граничные условия (10), (11), (12), решение уравнения (9) можем представить в виде [6]:

$$p(t, z) = \frac{4q}{\pi} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{m} (C_m \cdot e^{-N_m t} - D_m \cdot e^{-M_m t}) \sin m \cdot \frac{\pi z}{h}. \quad (13)$$

где C_m , D_m , N_m , M_m имеют следующие значения:

$$\left. \begin{aligned} C_m &= \frac{\gamma_0 \cdot a_{01} - \left[(a_{01} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0) N_m + \gamma_0 \cdot a_{01} + \frac{1 + \varepsilon_{cp}}{\gamma_0} K_{cp} \cdot a_m^2 \right] A_0}{2 [a_{01} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0] \sqrt{Q_m^2 - R_m}}; \\ D_m &= \frac{\gamma_0 \cdot a_{01} - \left[(a_{01} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0) M_m + \gamma_0 \cdot a_{01} + \frac{1 + \varepsilon_{cp}}{\gamma_0} K_{cp} \cdot a_m^2 \right] A_0}{2 [a_{01} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0]}; \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} M_m &= -Q_m - \sqrt{Q_m^2 - R_m}; \\ N_m &= -Q_m + \sqrt{Q_m^2 - R_m}; \end{aligned} \right\} \quad (14')$$

$$\left. \begin{aligned} Q_m &= \frac{1}{2} \left[\gamma_0 \frac{(a_{01} + a_{01} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0)}{a_{01} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0} + \frac{(1 + \varepsilon_{cp}) K_{cp}}{\gamma_0 (a_{01} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0)} a_m^2 \right]; \\ R_m &= \frac{(1 + \varepsilon_{cp}) K_{cp}}{\gamma_0 (a_{01} + \varepsilon_{cp} \cdot K_0)} a_m^2; \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

$$a_m^2 = \frac{\pi^2 \cdot m^2 z^2}{h^2}. \quad (15')$$

В частном случае, при отсутствии сжимаемости поровой жидкости ($K_0 = 0$), это решение совпадает с решением [1], а при отсутствии также ползучести ($\gamma = \infty$) — совпадает с решением теории фильтрационной консолидации.

Вертикальные напряжения в скелете грунта в период фильтрационной консолидации будут определяться выражением вида:

$$\varepsilon_1(t, z) = q [1 - p(t, z)]. \quad (16)$$

Величину тотального бокового давления в процессе уплотнения определяем как сумму напряжений в скелете грунта и в поровой жидкости, принимая соответственно коэффициенты бокового давления, равными $\frac{1}{2}$ и 1.

Тогда

$$q_1(t, z) = p(t, z) + \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_1(t, z). \quad (17)$$

Из уравнения (17) видно, что напряжение в скелете грунта является переменной не только во времени, но и по высоте уплотняемого слоя, так как

$$\varepsilon_2(t, z) = \xi \cdot \varepsilon_1(t, z). \quad (18)$$

Учитывая приведенные соотношения, коэффициент тотального бокового давления может определяться выражением вида:

$$\xi_{\Sigma}(t, z) = \xi + (1 - \xi) \sum_{m=1, 3, 5} \frac{1}{m} (C_m \cdot e^{-\lambda_m^2 t} - D_m \cdot e^{-\lambda_m^2 t}) \sin \frac{m\pi z}{h}. \quad (19)$$

Очевидно, что максимальное значение коэффициента тотального бокового давления достигается на середине уплотняемого слоя при $z = h/2$ через определенный промежуток времени (рис. 1). На этом рисунке приведены кривые изменения порового и бокового давлений

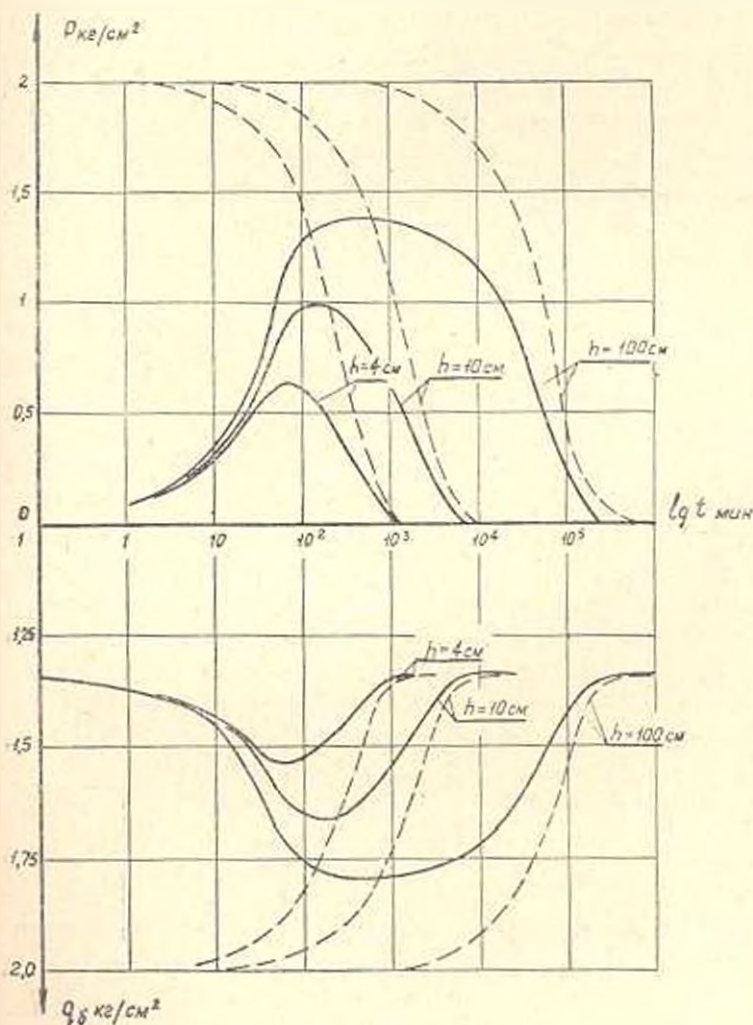


Рис. 1. Кривые изменения порового и бокового давлений во времени, рассчитанные по формулам (13) и (17) (сплошные линии) и по теории фильтрационной консолидации (пунктирные линии), при разных высотах уплотняемого слоя: $q = 2 \text{ кг/см}^2$; $\mu_{\Sigma} = 0,00085 \text{ см}^3/\text{кг}$; $\alpha_{\Sigma} = 0,0767 \text{ см}^2/\text{кг}$; $a = 0,0775 \text{ см}^2/\text{кг}$; $k_{\Sigma} = 2 \cdot 10^{-7} \text{ см/мин}$; $\varepsilon_p = 1,362$; $\gamma = 0,00715 \text{ мин}^{-1}$.

во времени для разных толщин уплотняемого слоя. Параметры ползучести $\alpha_{\text{ск.}}$, $\alpha_{\text{пл.}}$, η были определены на компрессионном приборе конструкции Гидропроста. Коэффициент Пуассона для исследованной глины был принят, равным $\nu = 0.4$. Из приведенных на рис. 1 кривых видно, что закономерности изменения порового и бокового давлений в глинистых грунтах в процессе уплотнения существенно отличаются от закономерностей определяемой по теории фильтрационной консолидации и зависят от размеров уплотняемого образца (максимального пути фильтрации), водонасыщенности и свойств ползучести скелета грунта. Это объясняется тем, что внешнее давление в первый момент приложения нагрузки передается не полностью на воду, а постепенно. Причем его максимум не достигает величины внешнего давления и тем на большую величину, чем уплотненнее грунт и чем меньше толщина уплотняемого слоя.

Наблюдаемое резкое расхождение расчетных кривых изменения порового и бокового давлений по теории фильтрационной консолидации и по теории вторичной консолидации объясняется тем, что теория фильтрационной консолидации рассматривает только „грунтовую массу“, все поры которой полностью заполнены свободной гидравлически непрерывной и абсолютно несжимаемой жидкостью. То есть теория фильтрационной консолидации рассматривает простейший случай уплотнения двухкомпонентных сред, не учитывающий сжимаемость поровой жидкости и вторичной консолидации (ползучести) скелета грунта.

Резюмируя изложенное, отметим, что кривая „поровое давление-время“ и „боковое давление-время“ всегда имеют пик, который соответствует их максимальным значениям, определяемым по формулам (13) и (17). Максимальные значения порового и бокового давлений зависят от свойств ползучести скелета, водонасыщенности грунта и максимального пути фильтрации и всегда меньше величин, определяемых по теории фильтрационной консолидации. Предложенная теория вторичной консолидации может быть использована для прогноза порового и бокового давлений в процессе уплотнения в уплотняемых глинистых грунтах с коэффициентом водонасыщения $0.9 < J < 1$.
Московский инженерно-строительный институт

им. Куинбашева

Поступило 24.III.1965

2. Գ. ՏԵՐ-ՄԱՐՏԻՐՈՍՅԱՆ

ԿԱՎԱՅԻՆ ԳՐՈՒՆՏՆԵՐՈՒՄ ԿՈՂԱՅԻՆ ԶՆՇԻՄԱՆ ՀԱՐՑԻ ՇՈՒՐՋԸ
ԳՐՈՒՆՏՆԵՐԻ ԽՏԱՅՄԱՆ ԸՆԹԱՅԲՈՒՄ

Ա Վ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Գիտարկված է մասնակի ջրհագեցված սողորկ ենթարկվող ծակոտկենային միջավայրի միառանգր խտացման խնդիրը: Ցույց է տրված, որ կավային գրունտներում կմախքի սողորկ և ծակոտկենային ջրի սեղմելիության առկայու-

թյան դեպքում լարվածային վիճակը էապես տարրերվում է հանրաձանալ ֆիլտրացիոն խտացման թևորիայից (նկ. 1)։

Կավային գրունտներում կողային և ծակոտկենային ճնշման կորերը միշտ ունեն պիկ, որոնք համապատասխանում են նրանց մաքսիմալ արժեքին։ Մրանյ մեծությունները կախված են դրուների կմախքի սողքի հատկությունից, ջրհագեցվածությունից, ֆիլտրացիայի ճանապարհի մաքսիմալ երկարությունից և միշտ ավելի փոքր են ֆիլտրացիոն թևորիայով որոշված մեծությունից։

Առաջարկված տեսական լուծումը կարող է օգտագործվել միատանց և որտաղման դեպքում մասամբ հագեցված կավային գրունտներում կավային և ծակոտկենային ջրի ճնշման մեծության որոշման համար խտացման րնթացքում։

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Фадеев В. А. Основы механики грунтов. М., т. II, 1961.
2. Мичкин С. Р. К вопросу о перераспределении напряжений между скелетом и поровой водой глинистого грунта. Изв. АН АрмССР, т. XIV, № 1, 1961.
3. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы ползучести. М.—Л., 1952.