УДК 624.131

КОНСОЛИДАЦИЯ НЕОДНОРОДНЫХ УПРУГИХ И УПРУГОПОЛЗУЧИХ ГРУНТОВ

[1]Дасибеков А., [1]Юнусов А.А., [1]Сайдуллаева Н.С., [2]Юнусова А.А.

[1]Южно-казахстанский государственный университет имени М. Ауэзова, Шымкент;

[2]Казахская академия транспорта и коммуникации имени М. Тынышпаева, Алматы, e-mail: altyn_79@mail.ru

В данной работе исследован вопрос об уплотнении неоднородных водонасыщенных грунтов с учетом их упругих и упругоползучих свойств. Неоднородность уплотняемого грунтового массива учитывается через изменения его модуля деформации по глубине. Причем математически он выражается в виде степенной или экспоненциальной функции координат. Такие выражения для описания этой характеристики уплотняемого грунта приняты согласно работ Г.К. Клейна, Г.Я. Попова. В то же время свойства ползучести грунта описываются теорией упругоползучего тела Маслова – Арутюняна, в интерпретации В.А. Флорина. Полученное более общее уравнение консолидации грунтов решено применительно одномерной задачи уплотнения. При этом внешняя нагрузка, приложенная на поверхность уплотняемого грунтового массива различна. Решения отражают давления в поровой жидкости, напряжения в скелете грунта и вертикальные перемещения точек верхней поверхности уплотняемого грунтового массива. Согласно этих решений, рекомендуются расчетные формулы. Сделаны определенные выводы. В частности говорится, что на величину порового давления влияет темп нарастания внешней нагрузки. Если вначале оно через некоторое время имело ярко выраженный пик, то по мере уплотнения массива этот пик постепенно сглаживается и приобретал все более распластанную форму.

Ключевые слова: уплотнение, неоднородность, водонасыщенный грунт, упругость, ползучий, массив, модуль деформации, степенная, экспоненциальная функции координат, консолидация, давления в поровой жидкости, напряжения в скелете, осадки, одномерная, двумерная, расчетные формулы

CONSOLIDATION OF INHOMOGENEOUS ELASTIC AND UPRUGOPOLZUCHIH SOIL

[1]Dasibekov A., [1]Yunusov A.A., [1]Saidullayev N.S., [2]Yunusov A.A.

[1]South-Kazakhstan State University n.a M. Auezov, Shymkent;

[2]Kazakh Academy of transport and communication n.a M. Tynyshpaeva, Almaty, e-mail: altyn_79@mail.ru

In this paper we investigate the question of the reduction of heterogeneous saturated soils according to their elastic properties and uprugopolzuchih. Heterogeneity of compacted soil mass is taken into account by changing the modulus of deformation at depth. Moreover, it is mathematically expressed as a power or exponential function of the coordinates. Such expressions to describe the characteristics of the compacted soil in accordance with accepted papers, G.K. Klein, G.Y. Popov. At the same time, the creep properties of the soil are described by the theory of Maslow uprugopolzuchego body – Harutyunyan, the interpretation of V.A. Florina. The resulting equation is more general consolidation of the soil decided to regard the one-dimensional problem of densification. The external load applied on the surface of the compacted soil mass is different. The decisions reflect the pressure in the pore fluid, the stresses in the skeleton of the soil and the vertical displacement of points on the upper surface of the compacted soil mass. According to these decisions, recommended formulas. Draw some conclusions. In particular, states that the amount of pore pressure affects the rate of increase of the external load. If at first it was some time had a pronounced peak, then as the seal of the array, this peak is gradually smoothed out and became more and more spread-eagle form.

Keywords. seal, heterogeneity, saturated soil, elasticity, creeping, array, modulus of deformation, the power and exponential functions of the coordinates, consolidation, pore fluid pressure, tension in the skeleton, precipitation, one-dimensional, two-dimensional, the calculation formulas

Как известно, природа деформации грунтов основания весьма сложна. Учесть природные механические свойства практически полностью нельзя. Поэтому приходится вводить значительную схематизацию природных механических процессов, протекающих в грунтах. Этого можно добиться заменой основания под сооружением некоторой расчетной механической моделью. Выбор такой модели является важным этапом проектирования любой конструкции на грунтовом основании, так как от степени соответствия действительному основанию зависит степень достоверности расчета. Следовательно, долговечность и стойкость современных зданий и сооружений, надежность оснований и фундаментов во многом зависит от правильного выявления качества и свойства грунтов в основаниях.

В связи с этим внимание многих исследователей привлекла модель основания в виде непрерывно неоднородной среды. Это связано с изменением модуля деформации уплотняемой среды в зависимости от глубины. Такая модель для упругой неоднородной среды впервые дана Г.К. Клейном. Г.К. Клейн [4] предложил учитывать вместо постоянного переменного по глубине модуля деформации, т.е. изменяющегося с глубиной по какому-либо закону. Модель Клейна при правильном выборе расчетных параметров хорошо приближает расчетные данные к действительности. В его работах модуль деформации с глубиной изменяется по степенному закону:

$$E = E_m z^m \; (0 \le m < 1), \tag{1}$$

где E_m – модуль деформации на глубине $z = 1$; m – коэффициент неоднородности.

Эта модель для расчета балок, лежащих на упругом непрерывно неоднородном основании, была развита Т.Ш. Ширинкуловым [9] и в частности его учениками из Казахстана [2–3] [6]. Его метод базируется на использовании полиномов Гегенбауэра для аппроксимации закона распределения реактивных давлений. Причем его исследования показали, что в большинстве случаев достаточно ограничиваться лишь двумя или тремя членами этого полинома.

Неоднородность упругоползучей грунтовой среды здесь обусловлена непрерывным возрастанием его плотности и жесткости по глубине под влиянием собственного веса. Следовательно, деформативные свойства грунтов меняются вместе с координатами точки. Здесь неоднородность грунтового основания, согласно [8], учитывается через модуль общей деформации и меры ползучести, которые с глубиной изменяются по следующей зависимости:

$$\left.\begin{aligned} E(t, z) &= E_m(t)\, z^m \\ C(t, \tau, z) &= C_m(t, \tau)\, z^{-m} \end{aligned}\right\} \tag{2}$$

Здесь $C_m(t, \tau)$, $E_m(t)$ – соответственно определяют меру ползучести и модуль деформации уплотняемого грунта.

Выражения (1) и (2), согласно работы [5], соответственно представляются в видах:

$$E = E_0 e^{\alpha z}, \quad (0 < \alpha < 1); \tag{3}$$

$$\left.\begin{aligned} E(t, z) &= E_m(t)\, e^{\alpha z} \\ C(t, \tau, z) &= C_m(t, \tau) e^{-\alpha z} \end{aligned}\right\}, \tag{4}$$

где E_0, α – опытные данные.

Для линейной задачи теории механики уплотняемых пористых упругоползучих неоднородных грунтов его состояние согласно [1], можно описать зависимостью вида:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(\tau_1) - \frac{a_0(z, t)}{1 + (n-1)\xi}\theta(t) + \frac{1}{1 + (n-1)\xi}\int_{\tau_1}^{r} \theta(\tau)\frac{\partial \delta(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau, \tag{5}$$

где $\varepsilon(t)$, $\theta(t)$ – функции, отражающие изменение коэффициента пористости и суммы главных напряжений, которые также изменяются по координатам x, y, z; $\tau_1\tau_1$ – момент приложения внешней нагрузки; ξ – коэффициент бокового давления; a_0 – коэффициент сжимаемости грунта, который в общем виде может зависеть от глубины исследуемой точки и времени; n – размерность рассматриваемой задачи; функция $\delta(t, \tau)$, входящая в (5), находится из следующего выражения

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(z, \tau)} + \phi(\tau) a_1 \cdot \left[1 - e^{-\gamma_1 (t-\tau)}\right], \tag{6}$$

где $\varphi(\tau)$ – функция старения; a_1, γ_1 – параметры ползучести.

Функция $\varphi(\tau)$, входящая в (6), обычно представляется в виде

$$\phi(\tau) = C_0 + \frac{A_1}{\tau}. \tag{7}$$

Величины C_0, A_1 в (7) являются опытными данными.

Если состояние скелета водонасыщенного уплотняемого грунта подчиняется закону (5), т.е. где учитывается его свойство ползучести, то основное разрешающее уравнение механики уплотняемых глинистых грунтов имеет вид

$$\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + [a_0'(z, t) + \gamma_1 a_0(z, t) + a_1\gamma_1\phi(t)]\frac{\partial p}{\partial t} = C_{nv}\left(\gamma_1 + \frac{\partial}{\partial t}\right)\nabla^2 p. \tag{8}$$

Начальными условиями для (8) будут:

$$\left.\frac{\partial p}{\partial t}\right|_{t=\tau_1} + \frac{a_1}{a_0(z, t)}\gamma_1\phi(\tau_1)\, p(\tau_1) = C_{nv}\nabla^2 p(\tau_1) + a_1\gamma_1\phi(\tau_1)\left(\frac{\theta^*}{n} + p^*\right); \tag{9}$$

$$p_0(\tau_1) = \frac{\theta^*}{n} + p^*, \tag{10}$$

где величины θ^* и p^*, входящие в выражение (9), (10) определяют сумму главных напряжений и поровое давление для стабилизированного состояния уплотняемого грунтового массива; $\nabla^2 p$ – оператор Лапласа; p – давление в поровой жидкости; для одномерной задачи теории консолидации глинистых грунтов

$$C_{1V}(z,t) = \frac{k(1+\varepsilon_{\text{ср}})}{\gamma_{\text{в}} a_0(z,t)}$$

для двумерной задачи,

$$C_{2V}(z,t) = \frac{k(1+\varepsilon_{\text{ср}})(1+\xi)}{\gamma_{\text{в}} a_0(z,\ t)},$$

для трехмерной задачи

$$C_{3V}(z,t) = \frac{k(1+\varepsilon_{\text{ср}})(1+2\xi)}{\gamma_{\text{в}} a_0(z,t)}.$$

Таким образом, решение линейной задачи механики уплотняемых неоднородных упругоползучих глинистых грунтов сводится к решению линейного дифференциального уравнения (8) при (9), (10) начальных и граничных условиях, соответствующих рассматриваемой задачи.

Здесь приведем два вида граничных условий, часто встречающих в теории механики упругих и упругоползучих грунтов. Граничные условия задач при напластовании грунтовых массивов не приводятся, так как в данной работе такие вопросы не рассматриваются.

Граничные условия в общем виде можно представить следующим образом:

$$\alpha^{(n)} p(x_s,t) + \beta^{(n)} \frac{\partial p(x_s,t)}{\partial x_s} = \psi(x_s,t), \quad x_s \in \Gamma, \quad t > \tau_1, \qquad (11)$$

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

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

$$p(x_s,t) = \psi_1(x_s,t), \quad x_s \in \Gamma, \quad t > \tau_1, \qquad (12)$$

где x^s – точка граничной поверхности Γ; $\psi_1(x_s,\ t)$ – заданная непрерывная функция, зависящая от координат и времени.

Если в (11) примем , то имеем вторую краевую задачу. В этом случае

$$\frac{\partial p(x_s,t)}{\partial x_s} = \psi_2(x_s,t), \quad x_s \in \Gamma, \quad t > \tau_1, \qquad (13)$$

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

Следовательно, уравнение механики уплотняемых земляных масс (8) связывает временное и пространственное распределение давлений в поровой жидкости внутри исследуемого грунтового массива в любой момент времени $t > \tau_1$. Чтобы найти его необходимо знать закон распределения давлений внутри уплотняемого массива в начальный момент времени, геометрическую форму и размеры уплотняемого тела, и закон фильтрующей поверхности тела.

Итак, краевые задачи механики упругих и упругоползучих грунтов можно сформулировать следующим образом: требуется определить в некоторой задаваемой области Ω дважды непрерывно дифференцируемое по времени, непрерывно дифференцируемое по пространственным координатам до второго порядка и непрерывное вплоть до границы решения $p(x_s,\ t)$, уравнений механики упругих и упругоползучих грунтов (8), отражающие давление в поровой жидкости.

Ниже исследуем решение уравнения (8) при (9)–(13) краевых условиях, соответствующих одномерной задаче консолидации упругоползучих грунтов. Для этого рассмотрим уплотнение слоя неоднородного водонасыщенного грунта мощностью h, залегающего под песчаной подушкой. В начальный момент времени к слою грунта мгновенно прикладывается равномерно распределенная нагрузка q. Величина избыточного порового давления $p(z,\ t)$ для этого момента времени будет равна

$$p\,\Big|_{t=0} = q - p_{\text{стр}} = q_0, \qquad (14)$$

т.е. часть нагрузки, равная величине структурной прочности сжатия $p_{\text{стр}}$, сразу же воспринимается скелетом грунта.

При модифицированном законе Дарси [1], граничные условия примут вид:

$$p\Big|_{z=0} = 0; \quad \frac{\partial p}{\partial z}\Big|_{z=h} = I_0 \gamma_{\text{в}}. \qquad (15)$$

В данной работе уравнения (8)–(10) применительно одномерной задачи с краевыми условиями (14), (15) решены для случаев, когда происходит консолидация упругих и упругоползучих грунтовых оснований, модуль деформации которых меняется по степенному и экспоненциальному законам. При этом получены расчетные формулы при уплотнении неоднородного слоя грунта под нагрузкой, линейно возрастающей и убывающей по глубине. Дан расчет консолидации слоя неоднородного грунта мощностью $2h$ под действием равномерно распределенной нагрузки. Ниже для иллюстрации сказанного, рассмотрим случай одномерного уплотнения упругоползучего грунта, когда коэффициент сжимаемости грунтов не зависит от времени, а старение не принимается во внимание. В этом случае уравнение одномерной задачи механики водонасыщенных глинистых грунтов, т.е. при будет иметь следующий вид

$$\frac{\partial^2 p}{\partial t^2}+\gamma_1\left(1+\frac{a_1}{a_0}\right)\frac{\partial p}{\partial t}=C_{1V}(\alpha+\beta z)^m\frac{\partial^2 p}{\partial z^2}. \quad (16)$$

Начальными условиями для этого уравнения будут:

$$\left.\frac{\partial p}{\partial t}\right|_{t=\tau_1=0}+\frac{a_1}{a_0}\gamma_1 p(t=0)=C_{1V}(\alpha+\beta z)^m\frac{\partial^2 p}{\partial z^2}. \quad (17)$$

Решив систему уравнений (16), (17) при (14), (15) поровое давление получим в виде:

$$p(z,t)=I_0\gamma_{\text{в}} z+\sqrt{\alpha+\beta z}\cdot\sum_{i=0}^{\infty}\left(C_{1i}e^{-r_{1i}t}+C_{2i}e^{-r_{2i}t}\right)\cdot V_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_i(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]. \quad (18)$$

Здесь функция $V_{\frac{1}{2-m}}$ зависит от величины $\frac{1}{2-m}$. Если она целая, то

$$V_{\frac{1}{2-m}}(z,t)=J_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_i(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]\cdot Y_{\frac{1}{2-m}}\left(\nu_i\alpha^{\frac{2-m}{2}}\right)-J_{\frac{1}{2-m}}\left(\nu_i\alpha^{\frac{2-m}{2}}\right)\cdot Y_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_i(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right], \quad (19)$$

если же дробная величина, то

$$V_{\frac{1}{2-m}}(z,t)=J_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_i(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]\cdot J_{\frac{1}{2-m}}\left(\nu_i\alpha^{\frac{2-m}{2}}\right)-J_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_i(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]\cdot J_{\frac{1}{2-m}}\left(\nu_i\alpha^{\frac{2-m}{2}}\right), \quad (20)$$

где J_x, Y_x – Бесселевые функции первого и второго родов;

$$\left.\begin{aligned}C_{1i}&=\frac{G_{1i}(\alpha,\beta,h)-G_{2i}(\alpha,\beta,h)\cdot\left(\frac{a_0}{a_1}\gamma_1+C_{1\nu}\lambda_i^2-r_{2i}\right)}{r_{2i}-r_{1i}},\\ C_{2i}&=-\frac{G_{1i}(\alpha,\beta,h)-G_{2i}(\alpha,\beta,h)\cdot\left(\frac{a_0}{a_1}\gamma_1+C_{1\nu}\lambda_i^2-r_{1i}\right)}{r_{2i}-r_{1i}}.\end{aligned}\right\}; \quad (21)$$

$$\frac{g_{1i}(\alpha,\beta,h)}{g_{0i}(\alpha,\beta,h)}=G_{1i}(\alpha,\beta,h);\quad \frac{g_{2i}(\alpha,\beta,h)}{g_{0i}(\alpha,\beta,h)}=G_{2i}(\alpha,\beta,h);$$

$$g_{1i}(\alpha,\beta,h)=-\int_0^h\frac{a_1}{a_0}\gamma_1 I_0\gamma_{\text{в}} z\cdot(\alpha+\beta z)^{\frac{1}{2}-m}\cdot V_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_i(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]dz;$$

$$g_{0i}(\alpha,\beta,h)=\int_0^h(\alpha+\beta z)^{\frac{1}{2}-m}\cdot V_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_i(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]dz;$$

$$g_{2i}(\alpha,\beta,h)=\int_0^h(q_0+bz)z\cdot V_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_i(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]dz,$$

где r_{1i}, r_{2i} – решение следующего алгебраического уравнения

$$r^2+\gamma_1\left(1+\frac{a_1}{a_0}\right)r+\lambda^2 C_{1V}=0; \quad (22)$$

для определения $\nu_i=\frac{2\lambda_i}{2-m}$, имеем трансцендентное уравнение вида

$$J_{\frac{1}{2-m}}\left(\frac{2}{2-m}\lambda\alpha^{\frac{2-m}{2}}\right)\cdot Y_{\frac{m-1}{2-m}}\left[\frac{2}{2-m}\lambda(\alpha+\beta h)^{\frac{2-m}{2}}\right]-Y_{\frac{1}{2-m}}\left(\frac{2}{2-m}\lambda\alpha^{\frac{2-m}{2}}\right)\times$$
$$\times J_{\frac{m-1}{2-m}}\left[\frac{2}{2-m}\lambda(\alpha+\beta h)^{\frac{2-m}{2}}\right]=0. \quad (23)$$

В связи с тем, что экспоненциальная функция с отрицательным показателем быстро убывает, то можно ограничиться одним членом ряда (18). Следовательно, расчетной формулой для определения порового давления, согласно (18), будет

$$p(z,t)=I_0\gamma_{\text{в}}z+\sqrt{\alpha+\beta z}\cdot\sum_{i=0}^{\infty}\left(C_{10}e^{-r_{10}t}+C_{20}e^{-r_{20}t}\right)\cdot V_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_0(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]. \quad (24)$$

Здесь C_{10}, C_{20} находятся из соотношений (21); r_{10}, r_{20} являются корнями квадратного уравнения (22); функция $V_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_0(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]$ определяется из (19) или (20) в зависимости от значений индекса $\frac{1}{2-m}$; параметр ν_0 является решением трансцендентного уравнения (23), которое также зависит от значений индекса $\frac{1}{2-m}$, т.е. является ли он целым или дробным.

Значения давлений в поровой жидкости в момент времени, сколь угодно близкий к моменту приложения нагрузки, определяются выражением

$$p(z,t)=I_0\gamma_{\text{в}}z+\sqrt{\alpha+\beta z}\cdot\sum_{i=0}^{\infty}\left(C_{10}+C_{20}\right)\cdot V_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_0\,(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]. \quad (25)$$

Оно зависит от проницаемости, уплотняемости и скорости нарастания ползучих деформаций грунта. Причем в момент времени $t=0$, $p=q_0=q-p_{\text{стр}}$. При промежуточном значениях величины $\frac{k}{a_1\gamma_1}$ имеет место промежуточное состояние, причем эпюры начальных давлений не прямолинейны в отличие от случая, когда $\frac{k}{a_1\gamma_1}\to\infty$. Для моментов времени $t\to\infty$ величина давления стремится к $I_0\gamma_{\text{в}}z$. Для любого промежуточного момента времени имеем, что при $k=0$ $p=q_0(z,\ t)$. Откуда следует, если бы грунт был сжимаемым и одновременно водопроницаемым, то нагрузка не полностью воспринималась бы, только водой. Если $k\to\infty$, то $p(z,\ t)=I_0\gamma_{\text{в}}z$, а при $\gamma_1\to\infty$ решение задачи совпадает с обычным решением, полученным Цытовичем Н.А.

После определения давлений в поровой жидкости напряжение в скелете грунта вычисляется по следующей расчетной формуле

$$\sigma(z,t)=q-p_{\text{стр}}-I_0\gamma_{\text{в}}z+\sqrt{\alpha+\beta z}\cdot\left(C_{10}e^{-r_{10}t}+C_{20}e^{-r_{20}t}\right)\cdot V_{\frac{1}{2-m}}\left[\nu_0(\alpha+\beta z)^{\frac{2-m}{2}}\right]. \quad (26)$$

Выражение (26) дает возможность определить расчетную формулу для вычисления вертикальных перемещений точек верхней поверхности неоднородного уплотняемого водонасыщенного глинистого грунтового основания из

$$s(t)=\frac{a_0}{1+\varepsilon_{\text{ср}}}\int_0^h(\alpha+\beta z)^{-m}\sigma(z,t)dz. \quad (27)$$

Если обозначим отношение осадки $s(t)$ уплотняемого слоя грунта для любого момента времени t к полной стабилизации осадка через s_∞, то она равна

$$s_\infty=\frac{a_0}{1+\varepsilon_{\text{ср}}}\int_0^h(\alpha+\beta z)^{-m}(q-p_{\text{стр}}-I_0\gamma_{\text{в}}z)dz=$$
$$=\frac{a_0}{1+\varepsilon_{\text{ср}}}\left\{(q-p_{\text{стр}})\frac{1}{\beta(1-m)}\left[(\alpha+\beta h)^{1-m}-\alpha^{1-m}\right]-\right. \quad (28)$$
$$\left.-I_0\gamma_{\text{в}}\cdot\frac{1}{\beta^2(2)-m}\left[(\alpha+\beta h)^{2-m}-\alpha^{2-m}\right]\right.,$$

а через u, т.е.

$$u=\frac{s(t)}{s(\infty)}, \quad (29)$$

то, учитывая (28) и (29), после несложных математических преобразований находим

$$u = 1 - s_{\infty}^{-1} \int_0^h (\alpha + \beta z)^{\frac{1}{2} - m} \cdot \left[C_{10} e^{-r_{10} t} + C_{20} e^{-r_{20} t} \right] \cdot V_{\frac{1}{2-m}} \left[\nu_0 (\alpha + \beta z)^{\frac{2-m}{2}} \right]. \quad (30)$$

Выражение *u* называется степенью консолидации для любого момента времени. Тогда осадку слоя грунта можно вычислить по следующей формуле

$$s(t) = u \cdot s(\infty). \quad (31)$$

Пользуясь расчетными формулами (24), (26) и (31). и табулированными значениями e^{-x}, вычислены величины порового давления $p(z, t)$, напряжения в скелете грунта $\sigma(z, t)$, степень консолидации $u(t)$, а также осадки $s(t)$ для любого промежутка времени от начала загрузки уплотняемого грунтового массива. При этом результаты расчета показали, что на величину порового давления влияет темп нарастания внешней нагрузки. Если вначале оно через некоторое время имело ярко выраженный пик, то по мере уплотнения массива этот пик постепенно сглаживается и приобретал все более распластанную форму. Это хорошо прослеживается на кривых изменения порового давления, построенных по расчетным данным для супеси, суглинка и глины.

Анализ показывает, что при одном и том же коэффициенте пористости поровое давление имеет различное значение в зависимости от темпа нарастания нагрузки. Так, для супеси и глины с увеличением этого темпа поровое давление возрастает, а для суглинка – вначале возрастает, а потом уменьшается.

Список литературы

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. – М.: Гостехиздат, 1952. – 323 с.

2. Бердыбаева М.Ж., Дасибеков А.Д. Решение одномерной задачи уплотнения неоднородных грунтов // Проблемы архитектуры и строительства. – Самарканд, 2005. – №3. – С. 41–43.

3. Дасибеков А.Д., Бердыбаева М.Ж. Об уплотнении грунта, модуль деформации которого изменяется по экспоненциальному закону глубины // Наука и образование Южного Казахстана. Сер. Механика и машиностроение. – Шымкент, 1999. – №10 (17).– С. 54–60.

4. Клейн Г.К. Расчет осадок сооружений по теории неоднородного линейно-деформируемого полупространства // Гидротехническое строительство. – 1948. – №2. – С. 7–14.

5. Попов Г.Я. К теории изгиба плит на упругом неоднородном полупространстве // Строительство и архитектура. – 1959. – №12. – С. 11–19.

6. Такибаева Г.А. Двумерная задача механики уплотняемых земляных масс при коэффициенте фильтрации, зависящим от давления // Механика и моделирование технологических процессов. – Тараз, 2005. – №2.– С. 237–242.

7. Ширинкулов Т.Ш., Дасибеков А.Д., Асемов М. Одномерная задача консолидации упругоползучих неоднородных грунтов // Изв. АН УзССР. СТН. – 1975. – №3. – С. 61–64.

8. Ширинкулов Т.Ш., Зарецкий Ю.К. Ползучесть и консолидация грунтов.– Ташкент: ФАН, 1986. – 387 с.

9. Ширинкулов Т.Ш. Расчет инженерных конструкций на упругом неоднородном основании. – Ташкент: ФАН, 1972. – 244 с.