



УДК 624.131

Мирсаяпов И.Т. – доктор технических наук, профессорE-mail: mirsayapov@kgasu.ru**Королева И.В.** – аспирантE-mail: korolewa@kgasu.ru**Казанский государственный архитектурно-строительный университет****РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ДЛИТЕЛЬНОГО НЕЛИНЕЙНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ СЛОЖНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ****АННОТАЦИЯ**

Предлагается пространственная модель дилатирующего грунта на основе гипотезы, согласно которой сила сухого трения Кулона отклоняется от пространственной площадки предельного равновесия и действует в плоскости тангенциального скольжения частиц. Объемная деформация грунта во времени описывается в соответствии с теорией наследственной ползучести в виде суммы деформаций изменения объема и деформаций изменения формы с учетом их взаимовлияния.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: глинистый грунт, дилатансия, уравнение деформирования грунтов, предельное напряженное состояние, ползучесть.

Mirsayapov I.T. – doctor of technical sciences, professor**Koroleva I.V.** – post-graduate student**Kazan State University of Architecture and Engineering****DESIGNED MODEL OF LONG NONLINEAR DEFORMATION
OF CLAY SOIL IN A COMPLEX STRESS STATE****ABSTRACT**

The spatial model of dilating soil is proposed. Hypothesis which says that strength dry friction of the Coulomb deflect from platforms of a limiting condition and function on surface slipping was taken as a principle. The strain creep of soil is described according to hereditary creep theory. Volumetric deformation is summed up change of shape and volume.

KEYWORDS: clay soil, dilatancy, equation of soil deformation, limiting-equilibrium condition, creep.

В условиях естественного залегания грунтов в массиве под воздействием собственного веса и внешней нагрузки формируется сложное неоднородное напряженно-деформированное состояние и каждый элементарный объем грунта подвержен действию тензора напряжений. Напряженно-деформированное состояние массива грунта определено, если в каждой его точке (элементарном объеме) с координатами X, Y, Z известны три компоненты нормальных напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, три компоненты касательных напряжений $\tau_{xy}=\tau_{yx}$; $\tau_{xz}=\tau_{zx}$; $\tau_{yz}=\tau_{zy}$, три компоненты линейных деформаций $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$; три компоненты угловых деформаций $\gamma_{xy}=\gamma_{yx}$; $\gamma_{xz}=\gamma_{zx}$; $\gamma_{yz}=\gamma_{zy}$ и три компоненты перемещений u, v, w . В предельном по прочности состоянии поверхность скольжения (разрушения) в каждой точке (элементарном объеме) формируется и ориентируется определенным образом по отношению к направлению действия главных напряжений $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ [10].

Экспериментальными исследованиями глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии [8, 9] установлены картина, схема и механизм разрушения опытных образцов, который заключается в следующем: при поэтапном увеличении нагрузки образуются уплотненные зоны в виде пирамид: сверху, в нижней части образца и у боковых граней (рис. 1 а). Геометрические размеры указанных уплотненных пирамид различны и зависят от режима нагружения.

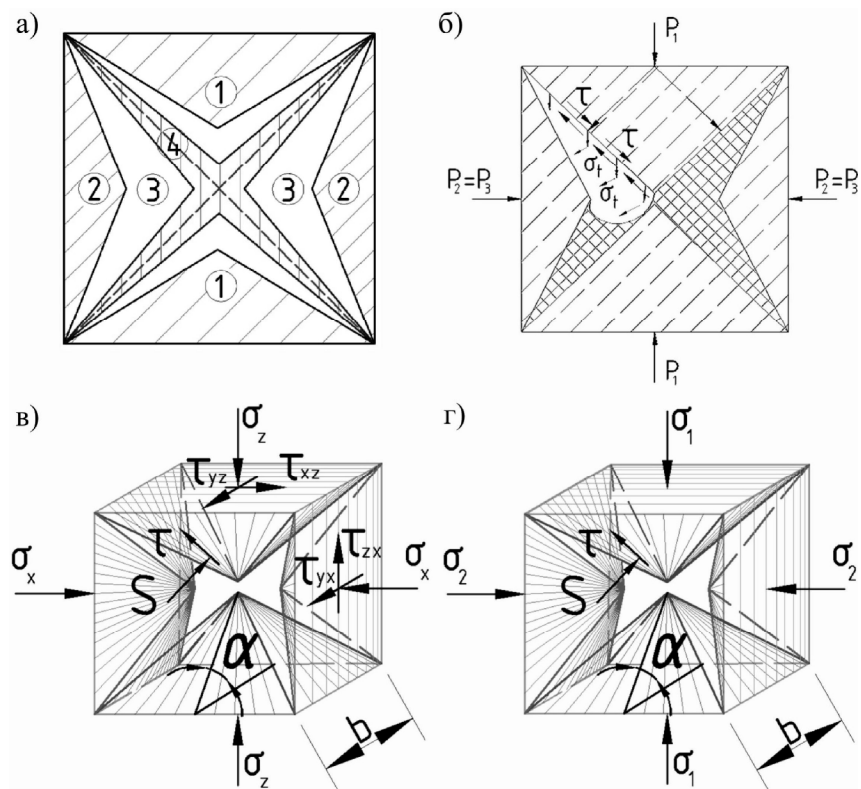


Рис. 1. а – Схема расположения локальных зон различной плотности в образце при трехосных испытаниях: 1 – вертикальные уплотненные пирамиды; 2 – уплотненные пирамиды у боковых граней; 3 – зона однородного напряженного состояния; 4 – зона дилатансии; б – Схема напряженного состояния локальных зон между уплотненными пирамидами; в – Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве X, Y, Z в произвольный момент времени t в допредельном состоянии (напряжения $u_y, \phi_{xy}, \phi_{yz}$ условно не показаны); г – Напряженное состояние в элементарном объеме грунта в пространстве главных напряжений на стадии предельного равновесия (напряжения u_z условно не показаны)

После разрушения образцов для определения физико-механических характеристик из характерных зон были отобраны пробы грунта и установлены основные физико-механические характеристики [9].

В результате совместного анализа картины разрушения и схемы расположения локальных зон различной плотности (рис. 1 а) можно предположить, что при трехосном сжатии образца грунта возникают различные зоны напряженно-деформированного состояния, т.е. при поэтапном увеличении нагрузки образуются уплотненные зоны в виде пирамид различных размеров и форм в зависимости от режима нагружения: сверху, в нижней части образца и у боковых граней (рис. 1). Деформирование образца происходит за счет движения этих пирамид как жестких тел. В указанных уплотненных зонах не происходит ухудшение физико-механических характеристик грунтов, а их улучшение (увеличение плотности в пределах 11 %, c – 88 % и s – 138 %). Негативные процессы, снижающие физико-механические характеристики грунта, локализуются в зоне между этими «пирамидами» (зона 4 рис. 1 а). После разрушения образца путем отбора проб грунта из локальной зоны 4, зафиксировано снижение плотности до 43%, c – 45% и s – 67 %. В то же время, круги предельных напряжений, построенные по результатам серии испытаний [9], показывают, что в интегральном объеме при длительном нагружении происходит снижение угла внутреннего трения ϕ в пределах 16 %, удельного сцепления грунта c – 6 %. Визуальное обследование поверхности сдвига после разрушения образца показало, что грунт в этой зоне подвергается одновременному отрыву и сдвигу (рис. 1 а, 1 б).

Аналогичные схемы разрушения получены в исследованиях Г.Г. Болдырева [1], А.Л. Крыжановского [5], Ниго [12] (рис. 2), которые соответствуют поверхностям нормальных и касательных напряжений, приведенных в [11] (рис. 3).

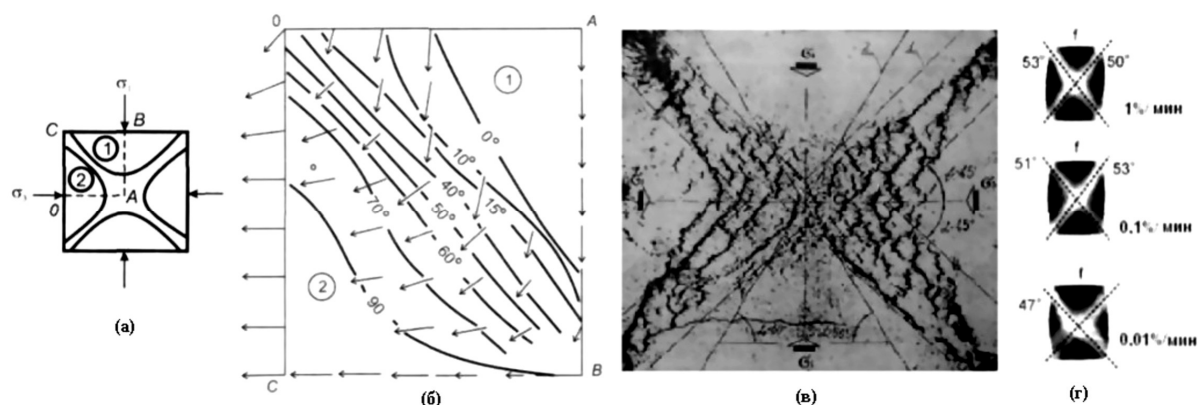


Рис. 2. а – Схема нагружения и разрушения образца грунта (данные Г.Г. Болдырева);
 б – Изолинии углов наклона векторов перемещений: 1 и 2 – «жесткие», недеформируемые (в пределах точности измерений) зоны в образце грунта (данные Г.Г. Болдырева);
 в – Внешний вид разрушения образца песчаного грунта в приборе трехосного сжатия кубической формы с гибкими стенками (мембранами) (результат опытов А.Л. Крыжановского);
 г – Результаты опытов с нормально уплотненной глиной (Higo et al).

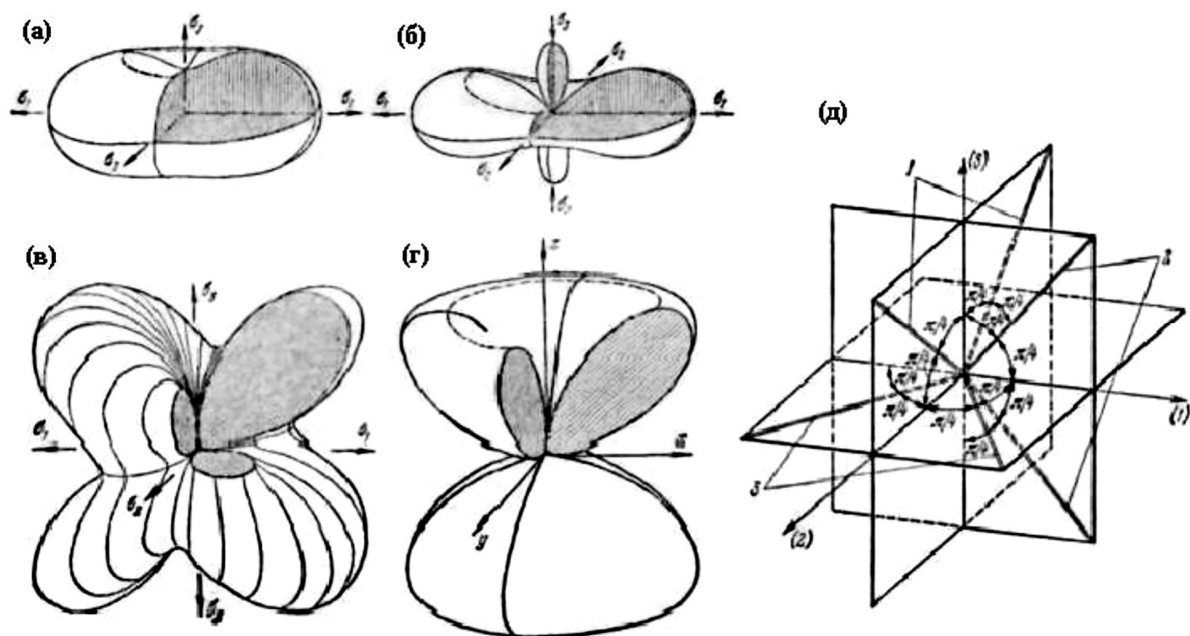


Рис. 3. а – Поверхность нормальных напряжений при пространственном напряженном состоянии в случае одинаковых знаков у всех трех главных напряжений; б – Поверхность нормальных напряжений при пространственном напряженном состоянии в случае разных знаков у главных напряжений ($y_2=0,5 y_1$; $y_3=-0,5 y_1$); в – Поверхность касательных напряжений при $y_1 \neq y_2 \neq y_3$; г – Поверхность касательных напряжений при $y_1 \neq y_2 = y_3$; д – Направления, между которыми имеют место максимальные сдвиги: 1 – направления, между которыми сдвиг равен $\gamma_1 = e_2 - e_3$; 2 – направления, между которыми сдвиг равен $\gamma_2 = e_3 - e_1$; 3 – направления, между которыми сдвиг равен $\gamma_3 = e_1 - e_2$ [11].

Исходя из результатов экспериментальных исследований [8] (рис. 4 б), объемную деформацию e_v грунта можно представить в виде:

$$e_v = e_v^0 \pm e_v^D, \quad (1)$$

где e_v^0 – объемная деформация, при всестороннем обжатии;

e_v^D – объемная деформация, вызванная воздействием девиатора напряжений.

Величина e_v^0 является функцией не только от S_m , но и от сдвигающих напряжений t , возникающих вследствие различия сопротивления грунта растяжению и сжатию.

$$e_v^0 = f_1^*(s_m, t, t) \quad (2)$$

В связи с тем, что деформации сдвига g_i зависят от интенсивности касательных напряжений t_i , от среднего нормального напряжения S_m и вида напряженного состояния, деформации формоизменения представляются в виде:

$$e_v^D = f_2^*(s_m, t_i, t) \quad (3)$$

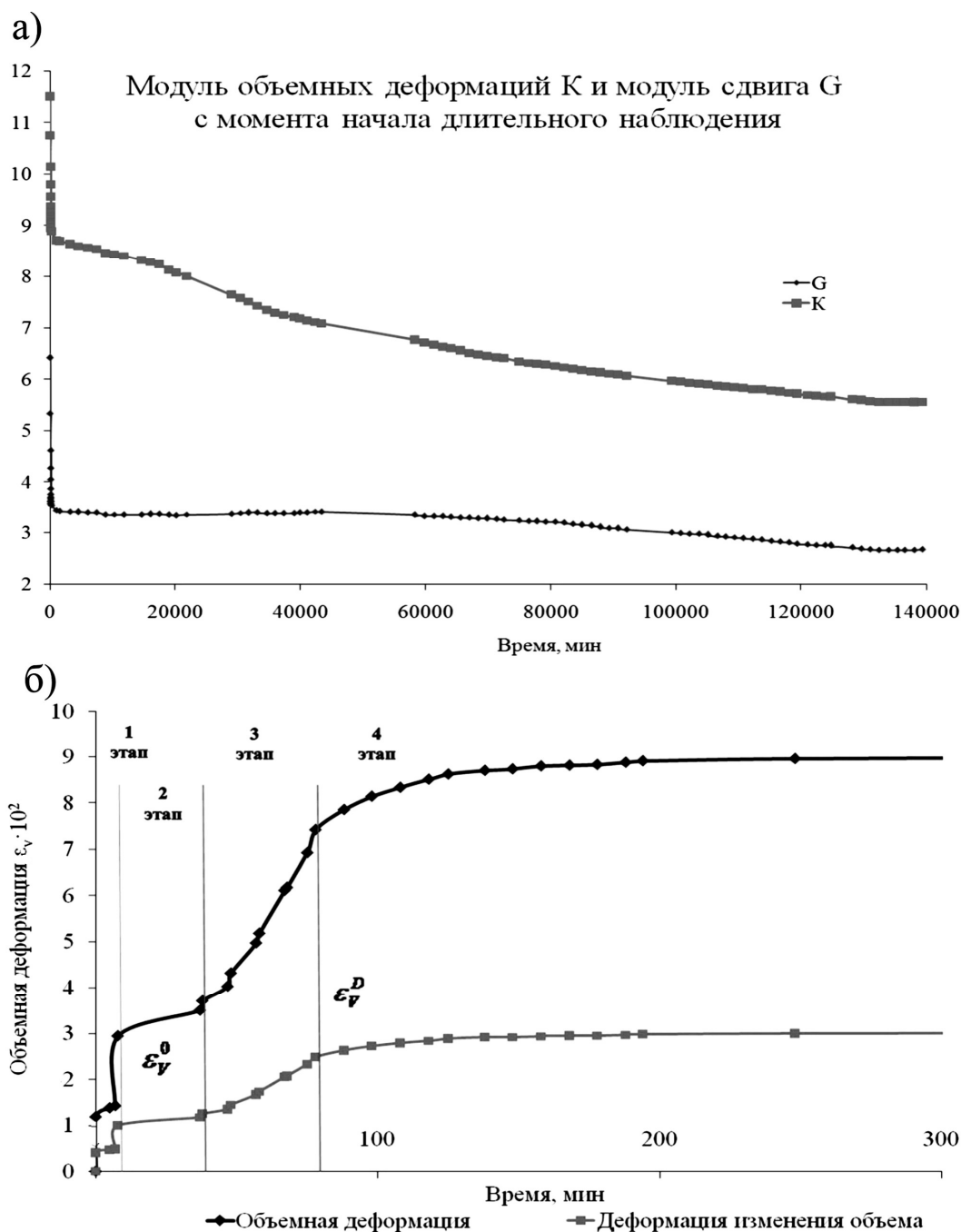


Рис. 4. а – График изменения модуля объемных деформаций К и модуля сдвига G во времени;
б – График развития объемных деформаций e_v и деформаций изменения объема во времени.

Учитывая закономерности изменения объемных деформаций, полученные авторами [8, 9], и результаты опытов С.Р. Месчана [6], в соответствии с которыми коэффициент Пуассона в грунтах остается при испытаниях на ползучесть постоянным ($\mu = \text{const}$), принимаем, что деформации изменения объема и деформации формоизменения развиваются во времени одинаково.

Объемная деформация грунта во времени описывается в соответствии с теорией наследственной ползучести Больцмана-Вольтерра, модифицированной Масловым-Арутюняном применительно к грунтам. Согласно этой теории, полная деформация сдвига или объема при произвольном режиме нагружения записывается в виде:

$$e_i = \frac{s_i(t)}{G(t)} + \frac{1}{G(t)} \int_t^t K_j(t, t) \cdot s_i(t) \cdot dt; \quad (4)$$

$$e_v = \frac{s(t)}{K(t)} + \frac{1}{K(t)} \int_t^t K_V(t, t) \cdot s(t) \cdot dt; \quad (5)$$

где $G(t)$ и $K(t)$ – модули сдвига и объемных деформаций;

$K_j(t, t)$ – ядро ползучести, представляющее собой скорость сдвиговой деформации при единичном значении интенсивности нагружения;

$K_V(t, t)$ – ядро ползучести, представляющее собой скорость объемной деформации при единичном значении среднего напряжения.

Исходя из анализа экспериментальных данных, получены ядра ползучести $K_j(t, t)$ и $K_V(t, t)$ для грунта при пространственном напряженном состоянии.

При разработке уравнений деформирования глинистого грунта в пространственном напряженном состоянии учитываются процессы упрочнения (старения) глинистого грунта во времени, для чего вводится функция старения $j(t)$. С учетом процесса упрочнения ядра ползучести представляются в виде:

$$K_g(s, t-t) = \begin{cases} j_g(t) \cdot \frac{d_{g1}}{(t-t)} \cdot d_{g2} & \text{нпу } 0 \leq t \leq t_{nm} \\ j_g(t) \cdot C(s) & \text{нпу } t > t_{nm} \end{cases} \quad (6)$$

$$K_V(s, t-t) = \begin{cases} j_v(t) \cdot \frac{d_{v1}}{(t-t)} \cdot d_{v2} & \text{нпу } 0 \leq t \leq t_{nm} \\ j_v(t) \cdot C(s) & \text{нпу } t > t_{nm} \end{cases} \quad (7)$$

где t_{nm} – время начала стабилизации скорости деформирования.

На основании выше изложенного можно заключить, что в начальной стадии длительного трехосного сжатия наблюдается неоднородность напряженно-деформированного состояния в пределах образца грунта в целом. Девиаторное нагружение и длительная выдержка при девиаторном нагружении сопровождается возникновением и развитием множества поверхностей сдвига и разрывов сплошности грунта образца, положение которых меняется в процессе увеличения девиатора и во времени, и, следовательно, отрицательная дилатансия (разрыхление) глинистого грунта при длительном трехосном сжатии локализуется в пределах потенциально возможных площадок предельного равновесия [9]. В связи с тем, что разрыхление (дилатансия) грунта в этих локальных зонах происходит в стесненных условиях (стесненная дилатансия), возникают значительные напряжения дилатансии в грунте вокруг зоны разрыхления, которая является буферной зоной передачи усилий от вертикальных пирамид к зоне ненарушенного грунта (рис. 1 а, 1 б). Это есть механизм взаимодействия образующихся областей сдвигов с зонами уплотнения. В предельном состоянии разрушение глинистого грунта локализуется в зонах между уплотненными пирамидами и на этой стадии в этой зоне условно можно принимать, что напряженно-деформированное состояние образца однородное.

Исходя из установленной схемы разрушения и зон напряженно-деформированного состояния, предлагается обобщенная схема неупругого длительного деформирования глинистых грунтов на основе

модифицированной модели неассоциированного пластического течения В.Н. Николаевского [7], согласно которой сила сухого трения Кулона отклоняется от площадки предельного равновесия и действует в плоскости чисто тангенциального скольжения физических частиц. Определение ориентации таких потенциально опасных площадок требует учета деформированного состояния грунта.

Учитывая, что независимо от степени начальной неоднородности напряженно-деформированного состояния элементарного объема грунта разрушение всегда происходит в пространстве главных напряжений, совмещая пространство главных напряжений u_1, u_2, u_3 и пространство главных деформаций e_1, e_2, e_3 и сохраняя принцип коаксиальности тензоров напряжений и скоростей деформаций [7], примем, что закон сухого трения Кулона связывает проекции сил, действующих на площадках предельного равновесия на нормаль к площадке скольжения и на нее саму. Тогда условие течения при длительном нагружении запишется в виде:

$$|\dot{t}| = S \cdot \operatorname{tg} j(t, t) + c_0(t, t), \quad (8)$$

где $S = s_1 \cdot l \cdot l' + s_2 \cdot m \cdot m' + s_3 \cdot n \cdot n'$

$$t = \sqrt{(s_1 \cdot l \cdot m' - s_2 \cdot l' \cdot m)^2 + (s_2 \cdot m \cdot n' - s_3 \cdot m' \cdot n)^2 + (s_3 \cdot n \cdot l' - s_1 \cdot n' \cdot l)^2}$$

$\psi(t, \phi)$ – переменный во времени угол внутреннего трения;

$c_0(t, \phi)$ – переменное во времени удельное сцепление;

l, m, n – направляющие косинусы нормали к площадке предельного равновесия;

l', m', n' – направляющие косинусы нормали к площадке скольжения.

Пространственная ориентация площадок предельного равновесия определяется формулами [7]:

$$l^2 = \frac{\overline{I_3}}{\overline{I_2} \cdot \overline{s_1}}; \quad m^2 = \frac{\overline{I_3}}{\overline{I_2} \cdot \overline{s_2}}; \quad n^2 = \frac{\overline{I_3}}{\overline{I_2} \cdot \overline{s_3}}; \quad (9)$$

где $\overline{I_2} = \overline{s_1} \cdot \overline{s_2} + \overline{s_2} \cdot \overline{s_3} + \overline{s_3} \cdot \overline{s_1}$ и $\overline{I_3} = \overline{s_1} \cdot \overline{s_2} \cdot \overline{s_3}$ – второй и третий инварианты тензора приведенных главных напряжений $\overline{s_i} = s_i + H$ ($i = 1, 2, 3$);

$H = \frac{c}{\operatorname{ctg} j}$ – всестороннее сжатие, определяемое по гипотезе Кулона-Мора;

ψ – угол внутреннего трения.

Выражения для направляющих косинусов нормали к площадкам скольжения представляются в виде [7]:

$$\left. \begin{aligned} (l')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot de_2 \cdot de_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(de_1 - de_2) \cdot (de_1 - de_3)}; \\ (m')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot de_1 \cdot de_3 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(de_2 - de_1) \cdot (de_2 - de_3)}; \\ (n')^2 &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 \cdot de_1 \cdot de_2 - I_2 + \sqrt{I_2^2 - 3 \cdot I_1 \cdot I_3}}{(de_3 - de_1) \cdot (de_3 - de_2)}; \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

где de_1, de_2, de_3 – приращения главных деформаций;

$I_1 = de_1 + de_2 + de_3$, $I_2 = de_1 \cdot de_2 + de_2 \cdot de_3 + de_3 \cdot de_1$, $I_3 = de_1 \cdot de_2 \cdot de_3$ – первый, второй и третий инварианты приращения деформаций

Как было указано выше, ориентация потенциально возможных площадок предельного состояния в общем случае не постоянна, а изменяется в процессе неупругого деформирования грунта в соответствии с формулой [5]:

$$a = \arccos \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{m_{de}^p}{de_1^p - de_3^p}} - \frac{m_{de}^p}{6}}, \quad (11)$$

где $m_{de} = \frac{2de_2^p - de_1^p - de_3^p}{de_1^p - de_3^p}$ – параметр вида деформированного состояния (параметр Лоде-Надаи);

$$de_1^p = de_1^p - de_m^p; \quad de_2^p = de_2^p - de_m^p; \quad de_3^p = de_3^p - de_m^p,$$

где de_1^p, de_2^p, de_3^p – приращения пластических деформаций (с учетом деформаций ползучести);

e_1, e_2, e_3, e_m – соответственно линейные и объемные деформации.

Исходя из вышеизложенной модели и результатов экспериментальных исследований (рис. 1), условие длительной прочности при трехосном сжатии представляется в виде:

$$4 \cdot [s_v(t) \cdot A_{sh} \cdot \cos a_1(t) + t_v(t) \cdot A_{sh} \cdot \sin a_1(t)] \geq s_1 \cdot A_1; \quad (12)$$

где $A_{sh} = \frac{b^2}{4 \cos a_2(t)}$ – площадь поверхности боковых граней пирамиды;

$A_1 = b^2$ – площадь грани куба;

a_1 – угол наклона площадки предельного равновесия;

a_2 – угол наклона площадки сдвига;

$s_v(t) = s_1 \cdot l(t) \cdot l'(t) + s_2 \cdot m(t) \cdot m'(t) + s_3 \cdot n(t) \cdot n'(t) + s_d(t)$ – нормальные напряжения;

$s_d(t) = \frac{E}{(1+n) \cdot r} \cdot \Delta d_d$ – дилатантные напряжения;

$t_v(t) = S \cdot \operatorname{tg} j_0(t, t) + c_0(t, t)$ – касательные напряжения на площадке предельного равновесия.

Таким образом, прочность грунта при длительном трехосном сжатии зависит от изменения угла внутреннего трения, удельного сцепления и угла наклона плоскости предельного равновесия.

Согласно кинетической теории деформирования грунтов, предложенной С.С. Вяловым, Ю.К. Зарецким и др. [2, 4], разрушение наступает, когда степень поврежденности микротрещинами в зоне предельного равновесия достигает критического значения.

Как отмечает С.С. Вялов [2], снижение прочности грунта во времени происходит, в основном, за счет уменьшения сил сцепления, тогда как угол внутреннего трения меняется незначительно.

Опираясь на результаты исследований [1, 2, 4, 8, 9], можно представить следующую схему развития деформаций ползучести и изменения длительного сопротивления разрушению. В зависимости от величины и продолжительности действия нагрузки в многофазном глинистом грунте происходят два взаимно компенсирующих явления: упрочнение, обусловленное залечиванием дефектов и более плотной перекомпоновкой частиц, и разупрочнение, вызванное переориентацией частиц, а также образованием и развитием микро и макротрещин (рис. 1 б). В тех случаях, когда разупрочнение начнет превалировать над упрочнением, возникает стадия разрушения и прогрессирующей ползучести. В этой стадии продолжается интенсивный распад микроструктуры и переориентация частиц, причем эти процессы охватывают не весь объем грунта, а лишь зоны предельного равновесия с пониженным значением сопротивления, где происходит развитие трещин.

Учитывая вышеизложенное, выражение, учитывающее изменение удельного сцепления между частицами грунта, представляется в общем виде:

$$c_0(t, t) = K_{lct}^M \cdot q(S), \quad (13)$$

где $q(S)$ – некоторая функция суммарной длины трещин S ;

K_{lct}^M – коэффициент интенсивности напряжений в вершине трещин в грунте.

Решая уравнение (11) относительно S и учитывая, что $K_{lct}^M = \sqrt{2Eg}$, в соответствии с [3] получим зависимость критической длины трещин от заданной внешней нагрузки T :

$$S_* = T^{-1} \cdot \left(\frac{T}{\sqrt{2Eg}} \right) \quad (14)$$

где T^{-1} – обратная по отношению к (T) функция, которая является возрастающей.

В дальнейшем, используя методику, предложенную в [3], после некоторых преобразований и упрощений получаем функцию снижения прочности грунта (удельное сцепление) во времени.

$$h(t, t_1) = m(t, t_1) \cdot l(t, t_1) \cdot \sqrt{\frac{K(t_1)}{K(t)}} \cdot \frac{1}{1 + K(t_1) \cdot C(t, t_1)} \quad (15)$$

Тогда удельное сцепление между частицами с учетом фактора времени представится в виде:

$$C_0(t, t_1) = C_0(t_1) \cdot m(t, t_1) \cdot l(t, t_1) \cdot \sqrt{\frac{K(t_1)}{K(t)}} \cdot \frac{1}{1 + K(t_1) \cdot C(t, t_1)}, \quad (16)$$

где $C(t, t_1)$ – мера объемной ползучести грунта,

$C_0(t_1)$ – начальное значение удельного сцепления грунта при кратковременном нагружении;

$m(t, \phi_1)$ – функция упрочнения грунта за счет восстановления водно-коллоидных связей;
 $l(t, \phi_1)$ – функция упрочнения за счет восстановления структурных связей грунта при длительном деформировании.

Изменение угла внутреннего трения грунта определяется в зависимости от изменения ориентации площадок предельного равновесия при длительном неупругом деформировании.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса. – Пенза, 2008. – 696 с.
2. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1978. – 447 с.
3. Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей. – М.: Высшая школа, 1991. – 288 с.
4. Зарецкий Ю.К., Вялов С.С. Вопросы структурной механики глинистых грунтов. // Основания, фундаменты, механика грунтов, 1971, № 3.
5. Крыжановский А.Л., Вильгельм Ю.С., Рахманов Т. Определение угла внутреннего трения сыпучих грунтов в трехосной аппаратуре и сдвиговых приборах. // Основания, фундаменты, механика грунтов, 1983, № 6. – С. 24-27.
6. Месчан С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. – М.: Недра, 1985. – 341 с.
7. Миронов В.А., Софьин О.Е. Модель предельного течения дилатирующих грунтов при сложном напряженном состоянии. // Сборник трудов Международной научно-технической конференции «Геотехника Беларуси: наука и практика», № 1-2. – Минск, 2003. – С. 71-75.
8. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Деформации глинистых грунтов при трехосном режимном длительном нагружении. // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сборник трудов научно-технической конференции / Санкт-Петербургский госуд. архит.-строит. ун-т. – СПб., 2010. – С. 253-257.
9. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Физико-механические свойства глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии. // Вестник гражданских инженеров, 2011, № 1 (26). – С. 82-87.
10. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005. – 488 с.
11. Филин А.П. Прикладная механика твердого деформируемого тела. Т.1. – М.: Высшая школа, 1978. – 790 с.
12. Higo Y., Oka F. Kodakat T., Kimoto S. A Three – Dimensional Elasto-Viscoplastic Strain Localization Analysis of Water-Saturated Clay. Geo-Research Institute, Osaka, Japan, Vol. 86, 2006. – P. 3205-3240.

REFERENCES

1. Boldyrev G.G. Methods definition mechanical properties of soils. Sostoyanie voprosa. – Penza, 2008. – 696 p.
2. Vyalov S.S. Rheological principles of soil mechanics. – M.: HSPH, 1978. – 447 p.
3. Zaytsev Y.V. Mechanic destructions for builder. – M.: HSPH, 1991. – 288 p.
4. Zaretskii Yu.K., Vyalov S.S. Structural mechanics of clay soils. // Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1971, № 3.
5. Kryzhanovskii A.L., Vil'gel'm Yu.S., Rakhmanov T. Determination of the angle of friction of granular soils in triaxial apparatus and shear devices // Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1983, № 6. – P. 24-27.
6. Meschyan S.R. Experimental rheology of Clayey Soils. – M.: Nedra, 1985. – 341 p.
7. Mironov V.A., Sof'in O.E. Limiting-yield model for dilating soils in a complex stress state. Budaun. Stroit., № 1-2. – Minsk, 2003. – P. 71-75.
8. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Deformation of clay soil for long operational triaxial compression. The collection of proceedings/ Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering. – SPb., 2010. – P. 253-257.
9. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Physic and mechanical properties of clay soils an long triaxial compression. // Bulletin of Civil Engineers, 2011, № 1 (26). – P. 82-87.
10. Ter-Martirosyan Z.G. Soil mechanics. – M.: Publishers ASV, 2005. – 488 p.
11. Filin A.P. Applied mechanics of deformable solid. Vol. 1. – M.: HSPH, 1978. – 790 p.
12. Higo Y., Oka F. Kodakat T., Kimoto S. A Three – Dimensional Elasto-Viscoplastic Strain Localization Analysis of Water-Saturated Clay. Geo-Research Institute, Osaka, Japan. Vol. 86, 2006. – P. 3205-3240.