УДК 624.195

М.А.КАРАСЕВ, *канд. техн. наук, доцент, karasevma@gmail.com*
Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург

M.A.KARASEV, *PhD in eng. sc., associate professor, karasevma@gmail.com*
National Mineral Resources University (Mining University), Saint Petersburg

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ К СОЗДАНИЮ МОДЕЛИ ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВ, УЧИТЫВАЮЩЕЙ АНИЗОТРОПИЮ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ

Представлены результаты лабораторных испытаний глинистых грунтов, направленных на выявление анизотропии их деформационных свойств. Рассмотрена концепция взаимодействия между агрегатами глинистых грунтов на микроуровне. Предложен подход к математическому описанию естественной и вынужденной анизотропии деформационных свойств грунтов.

Ключевые слова: грунты, микроструктура, частицы, механическое поведение, анизотропия, подземные сооружения.

THEORETICAL BASIS OF GEOMATERIAL ACCOUNTED FOR INDUCED AND INHERENT ANISOTROPY

Analysis of anisotropy behavior of clays based on the laboratory testing and publication is presented. Microstructural physical model of interaction between clay aggregates is proposed. Mathematical description of geomaterial based on the microstructural consideration which account for induce and inherent anisotropy is suggested.

Key words: soils, microstructure, particles, mechanical behavior, anisotropy, underground structures.

Современное развитие мегаполисов предполагает обязательное использование их подземного пространства, цивилизованное освоение которого помогает улучшить среду обитания человека, сохранить природные ландшафты и архитектурно-исторический облик городов. Использование подземного пространства мегаполисов создает предпосылки для значительного снижения негативных воздействий промышленной и служебной инфраструктур, в том числе экологически вредных производств и отдельных объектов на различные компоненты природной среды, а также решает ряд социальных проблем. Сложность и недостаточная изученность геомеханических процессов, возникающих при освоении подземного пространства, приводит к возникновению неопределенностей на этапе проектирования и расчета конструкций подземных сооружений.

В Санкт-Петербурге строительство станций, перегонных тоннелей метрополитенов, коллекторных тоннелей и ряда других подземных сооружений, осуществляется в осадочных породах средней степени литификации, в протерозойских глинах. По своей структуре данный тип грунтов можно отнести к трансверсальной изотропной среде. Анализ научных публикаций позволил выявить, что механические свойства протерозойских глин в значительной степени отличаются по направлениям. Схожие результаты получены при исследовании плотных глин в США, Англии, Бельгии и других странах. В связи с этим достоверный прогноз напря-

женно-деформированного состояния конструкций подземных сооружений, взаимодействующих с массивом, сложенным такими породами, возможен только с учетом внедрения в расчетные методы анизотропии их механических свойств.

Анизотропию свойств геоматериалов рассматривают в основном с точки зрения естественной анизотропии, т.е. полученной породами в процессе их формирования. В то же время в породах в процессе деформирования образуются новые микротрещины или развиваются существующие дефекты и формируется так называемая вынужденная анизотропия их свойств, которая зависит от схемы и истории их нагружения. Учет данного эффекта позволит более полно описать поведение грунтов средней степени литификации, что, в свою очередь, позволит повысить достоверность прогноза напряженно-деформированного состояния породного массива в окрестности подземного сооружения, напряженного состояния обделки подземного сооружения, а также оседания земной поверхности.

В работах И.С.Башинджагаянома, В.М.Фурсы [3], Ж.Е.Рогаткиной, И.Г.Лукинской, В.В.Лушникова и др. отмечалось, что слоистые грунты, как правило, обладают анизотропией деформационных свойств [1-3].

Примером слоистых грунтов являются донные отложения, в частности ленточные глины акватории Финского залива в районе Санкт-Петербурга. В работах В.М.Фурсы, А.А.Кагана, И.П.Иванова, Р.Э.Дашко, В.Д.Ломтадзе для этих грунтов отмечены как деформационная, так и прочностная анизотропия. Результаты компрессионных испытаний озерно-ледниковых отложений основания бетонных сооружений Комплекса защиты Ленинграда от наводнений обладают весьма заметной деформационной и прочностной анизотропией [3, 4].

По результатам стабилометрических испытаний модуль деформации грунта параллельно и перпендикулярно слоистости ($E_{пар}$ и $E_{перп}$ соответственно) зависит от принятого интервала девиатора напряжений $q = \sigma_1 - \sigma_3$, где σ_1 и σ_3 – главные максимальное и минимальное напряжения. При $\sigma_3 = 0{,}1$ МПа и $q = 0{,}2$ МПа вычислены $E_{пар} = 6{,}6$ МПа, $E_{перп} = 4{,}5$ МПа, коэффициент анизотропии $\eta_E = E_{пар}/E_{перп} = 1{,}45$. С увеличением девиатора напряжений коэффициент анизотропии снижался.

В.Х.Уорд, С.Ж.Самуэл [26] приводят данные о деформационной и прочностной анизотропии лондонских глин, для которых характерна слоистость и трещиноватость. На основании экспериментов по схеме «раздавливания» авторы приводят соотношения между модулями $E_{пар}$ и $E_{перп}$, полученные при действии напряжения σ_1 вдоль и поперек слоистости. При нагружении имели место соотношения $E_{пар}/E_{перп} = 1{,}2 \div 1{,}95$, при разгрузке $E_{пар}/E_{перп} = 1{,}3 \div 2{,}0$. Для таких же переуплотненных глин ненарушенной структуры, по данным Л.Бардена [6], $E_{пар}/E_{перп} = 1{,}5 \div 4$.

А.К.Лоу и Р.Т.Холт [19] приводят результаты экспериментальных исследований деформируемости и прочности коричневой ленточной глины озерного происхождения, содержащей ил и мелкую гальку. Опыты выполнены с образцами ненарушенной и нарушенной структуры. Перемятые образцы глины показали изотропное поведение, образцы ненарушенной структуры имели явно выраженную анизотропию механических свойств. В естественном залегании исследуемая глина является слегка переуплотненной (давление предварительного уплотнения примерно 0,14 МПа, вертикальное давление покрывающих слоев к моменту извлечения образцов около 0,08 МПа). Результаты определения модулей деформации E_0 при различных углах приложения нагрузки показали, что образцы с продольной осью, нормальной к слоистости, обладают большую деформируемостью, чем образцы, при испытании которых направление σ_1 совпадало с направлением слоистости, т.е. $E_{перп} < E_{пар}$, а $E_{пар}/E_{перп} = 1{,}85$. Наиболее деформируемыми оказались образцы, для которых $\alpha = 45°$. Анизотропию исследованного грунта авторы исследования объясняют структурой самой глины и ее слоистостью. Выполненный ими рентгеновский анализ показал, что большая часть частиц глины своей базальной плоскостью лежит в плоскости напластования (слоистости).

Деформационная анизотропия пород

Авторы, год	Глина	Уровень деформаций, %	$E_{пар}/E_{перп}$
Ward (1959)	Лондонская	0,2; 0,6	1,4; 2,4
Kirkpatric и Rennie (1972)	Восстановленная каолиновая	Значительный	0,6-0,84
Franklin и Mattson (1972)	« «	Очень малый	1,8-4,0
Atkinson (1975)	Лондонская	1	2
Lo и другие (1977)	Leda-глина	0,4-0,6	0,55
Saada и другие (1978)	Восстановленная каолиновая	0,001; 0,007	1,25; 1,35
Yong и Silvestri (1979)	Шамплейнская	0,5-1,0	0,62
Graham и Holsby (1983)	Виннипегская	3	1,78
Kirkgard и Lade (1991)	Иловая глина, Сан-Франциско	Значительный	1,2-1,8

В работах [5, 11, 12, 16-18, 22, 27, 29] также отмечается, что у глинистых грунтов наблюдается деформационная анизотропия. Результаты исследований данных работ сведены в таблицу. Как видно, исследования подтверждают наличие деформационной анизотропии глинистых грунтов. При этом анизотропное поведение свойственно даже нормально-уплотненным и восстановленным глинам, однако степень анизотропии свойств ниже, чем у глинистых грунтов, подвергнутых значительному уплотнению.

Исследования анизотропии деформационных свойств протерозойских глин, проведенные в Горном университете, показали значительное отличие модуля деформации при испытании грунта перпендикулярно слоистости и параллельно слоистости (рис.1).

Отношение модуля деформации протерозойской глины и бокового давления σ_3, при величине которого достигается предел прочности в продольном и поперечном направлениях, следующие:

σ_3, МПа	0	0,25	0,5
$E_{пар}/E_{перп}$	2,62	1,65	1,6

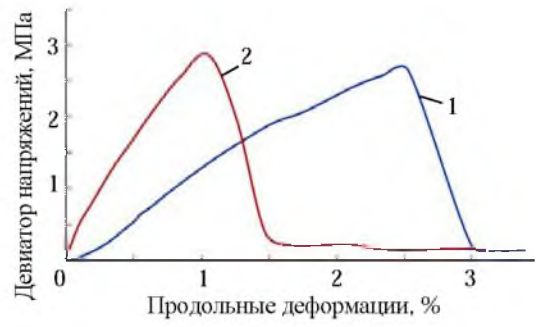


Рис.1. Поведение протерозойской глины при приложении нагрузки перпендикулярно (1) и параллельно (2) слоистости (боковое давление σ_3 = 0 МПа)

На основании лабораторных испытаний протерозойской глины можно сделать вывод о наличии выраженной деформационной и прочностной анизотропии протерозойских глин. Различие в деформационных свойствах по направлениям выражено более ярко, а $E_{пар}/E_{перп}$ = 1,6÷2.62 в зависимости от величины бокового давления. Малое количество проведенных лабораторных испытаний образцов протерозойской глины не позволяет выявить зависимость изменения коэффициента анизотропии деформационных и прочностных свойств от вида напряженного состояния. Можно отметить, что жесткость протерозойской глины в направлении вдоль слоистости выше, чем в направлении, перпендикулярном слоистости.

Анализ литературных источников, а также собственные результаты лабораторных испытаний глин позволяют уверенно говорить о наличии естественной анизотропии деформационных свойств. С другой стороны, грунты в процессе нагружения испытывают необратимые деформации, одновременно перестраивается структура грунта, что приводит к развитию вынужденной анизотропии грунта и обычно связано со смещением отдельных частиц (агрегатов) относительно друг друга, образованием микротрещин и их последующим развитием,

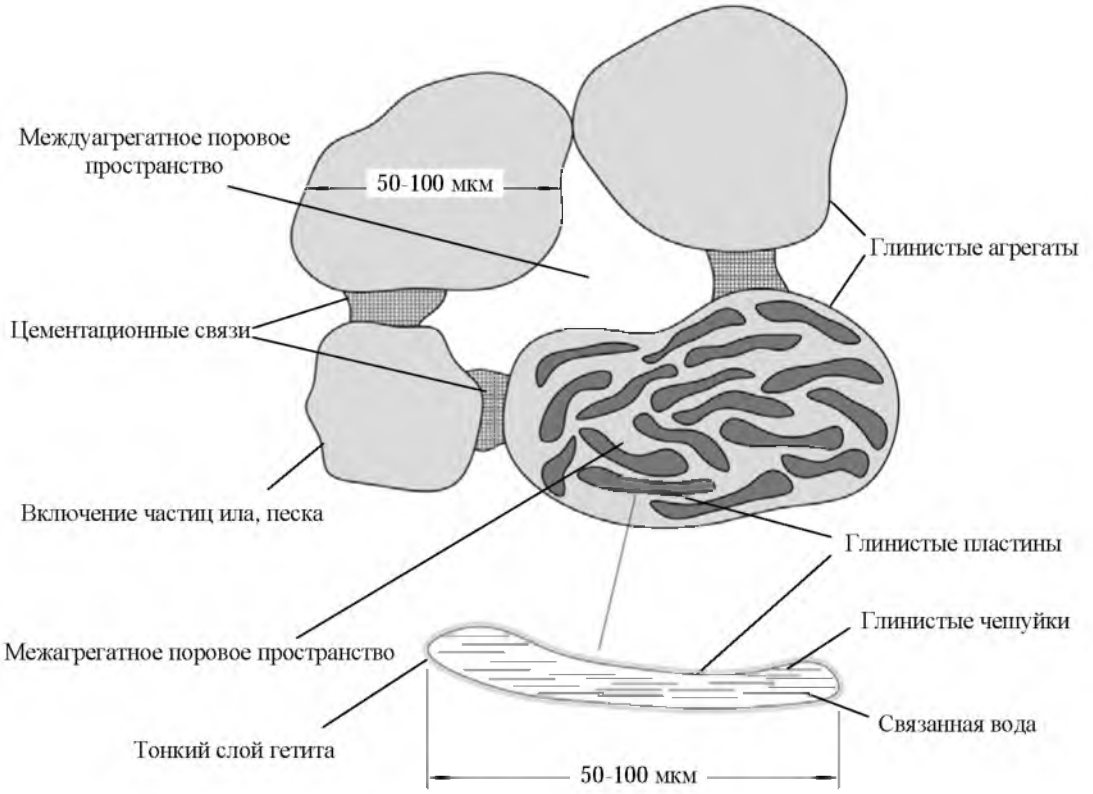


Рис.2. Микроструктурное представление глинистого грунта [9]

неравномерным уплотнением и др. При сложном характере развития напряжений в грунтовом массиве в окрестности подземного сооружения вынужденная анизотропия может оказать существенное влияние на деформацию грунтового массива.

Анизотропия грунтов связана с их микроструктурой. Согласно [9], микроструктуру глинистых грунтов можно рассматривать на четырех различных масштабных уровнях (рис.2):

1. Глинистые частицы. Частицы глин имеют пластинчатую форму. Их толщина отличается от продольного и поперечного размера примерно в 100 раз. Размер таких частиц колеблется в диапазоне 0,01-1 мкм.

2. Глинистые пластины размером 5-10 мкм. Они включают в себя глинистые частицы чешуйчатой формы. По контуру глинистые пластины покрыты тонким слоем гетита. В качестве матрицы выступают оксиды железа, в качестве заполнителя – глинистые частицы и связанная вода.

3. Глинистый агрегат, являющийся подмножеством глинистых пластин. Глинистые пластины притягиваются друг к другу за счет поверхностных сил, возникающих между ними (химические, электростатические, Ван-дер-Вальса и др.). Эти силы притягивают глинистые пластины друг к другу, образуя глинистые кластеры. Кластеры растут до тех пор, пока гравитационные силы не станут значительно больше поверхностных сил, действующих между отдельными глинистыми пластинами. На этом этапе глинистый кластер теряет возможность притягивать к себе другие пластины, и его рост прекращается. Предельный размер кластера зависит от типа глинистых пластин, жидкости внутри порового пространства и истории осадконакопления. В качестве матрицы выступают оксиды железа, в качестве заполнителя – глинистые пластины и межагрегатная вода.

4. Глинистый материал. Природный материал, состоящий из сцементированных между собой глинистых агрегатов.

Так как между глинистыми частицами действуют поверхностные силы, создавая взаимное их притяжение, глинистый кластер не испытывает значительных деформаций под действием обычных внешних нагрузок, а форма его практически не изменяется, что позволяет его рассматривать как отдельный элемент. С другой стороны, взаимодействие между глинистыми кластерами в основном происходит под действием механических сил, что позволяет рассматривать взаимодействие между глинистыми кластерами как взаимодействие между набором отдельных «частиц». Частица песка и глинистый кластер различаются способностью к деформированию. Деформативность глинистого кластера зависит от того, какую структуру образовали глинистые частицы между собой. Таким образом, упрощенно глинистые агрегаты можно рассматривать как набор сфер неправильной формы и соответствующего размера, которые взаимодействуют между собой по плоскости контакта.

Сыпучая среда, к которой с некоторой долей допущения можно отнести и грунты, может быть описана как набор дискретных частиц. Тогда общее поведение грунта будет зависеть от механических свойств материала частиц грунта, плотности и структуры их упаковки и взаимодействия на контакте отдельных частиц друг с другом. Зная расположение частиц относительно друг друга, усредненный размер частиц, модуль сдвига и коэффициент Пуассона материала частиц, а также угол внутреннего трения между частицами и их сцепление, можно описать упругое поведение сыпучей среды на микроуровне.

Впервые, подход к описанию материала на микроструктурном уровне был предложен С.Б.Батдорфом и Б.Будански для описания пластического поведения поликристаллических материалов. Позже эта идея была использована Панде и Сарма [20] и Пьетрусжцак и Панде для описания горных пород и грунтов. Базант и др. [7] предложил модель микроструктурного взаимодействия для описания механического поведения бетона, основанную на том же подходе. В общем случае концепция мультислоистой среды позволяет установить упрощенную взаимосвязь между микроструктурным поведением материала и его поведением на макроуровне.

Для сыпучих материалов (песка или гравия) микросистема представляет собой набор частиц круглой формы, которые взаимодействуют между собой через точки соприкосновения, а свойства материала описываются на уровне контактов. Такой подход к описанию напряженно-деформированного состояния сыпучих материалов можно найти в работах ряда исследователей [8, 13, 21, 25].

Одни из последних вариантов развития концепции мультислоистой среды представлены в работках Карстунена [14, 15], Шулера и Швайгера [24], Вилтафски [28], Кадни и Вермеера [10], Шарингера [23]. Результаты этих работ позволили включить в концепцию мультислоистой среды такие важные эффекты, как работа материала в малых деформациях, девиаторное и объемное упрочнение, эффект локализации деформаций, вязкопластический характер поведения геоматериалов. Предложенные модели были апробированы на реальных практических задачах, а результаты численного моделирования хорошо согласовывались с данными натурных наблюдений.

Согласно концепции мультислоистой среды, грунт рассматривается как дискретное тело, которое содержит бесконечное количество частиц (кластеров), между которыми действуют контактные силы, а сами частицы могут обладать связями. Полная деформация грунта складывается из упругих, пластических и вязких деформаций. Когда нагрузка прикладывается к грунту, напряжения на контакте между частицами увеличиваются, что приводит к деформированию частиц. Если величина напряжений превышает определенное значение, связи между частицами нарушаются и у самих частиц появляется возможность перемещаться относительно друг друга, что вызывает развитие пластических деформаций сдвига и уплотнения. Во всех представленных выше работах предполагается, что пластические деформации суммируются по определенному правилу с плоскостей интегри-

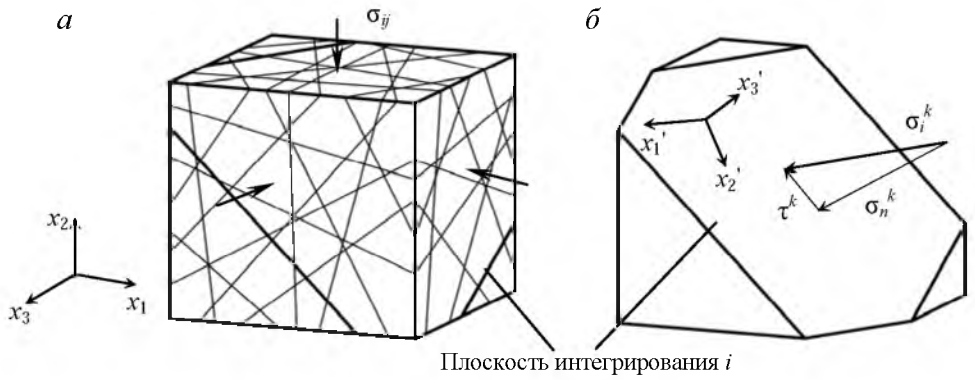


Рис.3. Схематичное представление материала как мультислоистой среды [28]: *а* – макроуровень; *б* – соответствующая плоскость интегрирования

рования, что позволяет получить пластические деформации на макроуровне (рис.3). Приращение пластических деформаций на макроуровне

$$d\varepsilon_{gl}^{p} = \sum_{i=1}^{n} d\varepsilon_{i,gl}^{p} ,$$

где $d\varepsilon_{i,gl}^{p}$ – приращение пластических деформаций на макроуровне с i-й плоскости интегрирования.

Если рассматривать грунт как дискретное тело, а каждую частицу (кластер) грунта как отдельный элемент, то при численном моделировании количество элементов будет настолько большим, что решение реальных практических задач не представляется возможным. Однако, согласно концепция мультислоистой среды, можно допустить, что грунт состоит из сплошных частиц (кластеров) и бесконечного количества плоскостей сдвига, которые хаотичным образом распределены в пространстве. Тогда полные деформации грунта будут определяться упругим деформированием частиц грунта и необратимыми смещениями частиц относительно друг друга по плоскостям сдвига. Очевидно, что рассмотреть работу материала на бесконечном количестве плоскостей сдвига невозможно, однако можно выбрать репрезентативные плоскости сдвига (в дальнейшем плоскости интегрирования), суммирование деформаций по которым будет вестись по определенному правилу с учетом весовых коэффициентов. Точность результатов будет зависеть от количества, ориентации и распределения плоскостей интегрирования.

В моделях геоматериалов, основанных на концепции мультислоистости, функция поверхности пластического течения и функция пластического потенциала задается независимо для каждой плоскости интегрирования. В результате пластические деформации формируются на каждой плоскости интегрирования, что позволяет в явном виде учитывать вызванную анизотропию без введения каких-либо дополнительных параметров материала. Естественная анизотропия, которая характеризует различные свойства материала по направлениям, также может быть легко внедрена в модель за счет задания на начальный момент времени различных механических свойств каждой плоскости интегрирования.

Основным достоинством концепции мультислоистой среды является простота и логичность реализации сложных моделей поведения геоматериалов. Стандартная, изотропная упругопластическая модель, может быть легко преобразована и внедрена в концепцию мультислоистой среды без введения новых параметров материала. Анизотропия механических свойств, как связанная с формированием грунтов, так и вызванная изменением напряженного состояния, учитывается в явном виде без опоры на определенные допущения и предположения.

В настоящей работе концепция мультислоистой среды принята для разработки модели средне- и высоколитифицированных

глин, что позволит учесть их естественную и вызванную анизотропию деформационных и прочностных свойств.

Согласно концепции мультислоистой среды, численное интегрирование заданной функции выполняется на поверхности сферы единичного радиуса. Поверхность единичной сферы может быть аппроксимирована бесконечным числом плоскостей, которые контактируют со сферой в одной из контактных точек. При стремлении числа плоскостей к бесконечности точность численного интегрирования возрастает, с другой стороны, время, необходимое для выполнения численного интегрирования, также будет стремиться к бесконечности. Поэтому для практических задач необходимо найти баланс между точностью (количество контактирующих плоскостей с единичной сферой) и временем, необходимым на выполнение вычислительных операций:

$$\int_S h(x,y,z)dS \approx \sum_{i=1}^{n} h(x_i,y_i,z_i)\,w_i, \qquad (1)$$

где S – поверхность единичной сферы; n – количество рассматриваемых плоскостей, по которым выполняется суммирование; $h(x,y,z)$ – непрерывная функция; x_i, y_i, z_i – координаты точек контакта с i-й плоскостью сферы, которые могут рассматриваться как направляющие косинусы нормального вектора к i-й плоскости сферы; w_i – взвешивающий коэффициент для i-й плоскости сферы.

Все уравнения, описывающие поведение материала, должны быть сформулированы на плоскостях интегрирования, ориентация которых задается вектором n_i единичной длины, перпендикулярным рассматриваемой плоскости, согласно принятому правилу интегрирования. Чтобы получить напряжения в локальной системе координат σ_i на каждой плоскости интегрирования, напряжения в глобальной системе координат σ необходимо трансформировать с учетом ориентации соответствующей плоскости. Матрица трансформации напряжений T_i^{σ} задается через направляющие косинусы вектора единичной длины, направленного перпендикулярно плоскости интегрирования.

Согласно модели микроструктурного взаимодействия, матрица упругости на макроуровне D^e для упругого материала может быть получена суммированием матриц упругости на микроуровне D_i^e, составленных для каждой из рассматриваемых плоскостей. Таким образом,

$$D^e = \sum_{i=1}^{n} D_i^e w_i,$$

где D_i^e – матрица упругости на соответствующей i-й плоскости интегрирования.

Матрицу податливости на соответствующей плоскости интегрирования, содержащую параметры податливости в нормальном (C_n) и в касательных (C_s) направлениях, можно представить в виде

$$C_{i,loc}^e = \begin{bmatrix} C_n & 0 & 0 \\ 0 & C_t & 0 \\ 0 & 0 & C_t \end{bmatrix}.$$

Согласно Панде [20], преобразование матрицы податливости с локального уровня плоскостей интегрирования на глобальный уровень может быть выполнено следующим образом:

$$C^e = 3\sum_{i=1}^{n} T_i C_{i,loc}^e T_i^T w_i. \qquad (2)$$

В уравнение (2) введен коэффициент 3, так как интегрирование выполнялось по поверхности, а не по объему единичной сферы, как необходимо для преобразования жесткости с локального уровня на глобальный.

Матрицу упругости на глобальном уровне запишем в виде

$$D^e = \left(C^e\right)^{-1} = \frac{1}{3}\left(\sum_{i=1}^{n} T_i C_{i,loc}^e T_i^T w_i\right)^{-1}.$$

Согласно теории пластического течения, приращение пластических деформаций пропорционально производной функции пластического потенциала по напряжению

$$d\varepsilon_i^p = d\lambda_i \frac{\partial g_i}{\partial \sigma_i},$$

где $d\lambda_i$ – приращение пластического множителя на соответствующей i-й плоскости интегрирования; g_i – функция пластического потенциала на соответствующей i-й плоскости интегрирования.

Приращение деформаций суммируется только с тех плоскостей интегрирования, где функция поверхности пластического течения принимает значение $f_i = 0$. Чтобы получить приращение пластических деформаций на глобальном уровне, вклад каждой из рассматриваемых плоскостей должен быть учтен за счет трансформации приращения пластических деформаций с микроуровня $d\varepsilon_i^p$ и интегрирования по поверхности единичной сферы:

$$d\varepsilon^p = \int_S T_i^\varepsilon d\varepsilon_i^p dS, \qquad (3)$$

где T_i^ε – матрица трансформации рассматриваемой i-й плоскости.

С учетом уравнения (1) уравнение (3) может быть численно аппроксимировано:

$$d\varepsilon^p = \sum_{i=1}^{n} T_i^\varepsilon d\varepsilon_i^p w_i = \sum_{i=1}^{n} d\lambda_i T_i^\varepsilon w_i \frac{\partial g_i}{\partial \sigma_i}.$$

Представленные выше уравнения позволяют осуществить переход от деформирования грунта на микроуровне к деформациям грунта на макроуровне. Для описания поведения реальных грунтов представленные выше уравнения должны быть дополнены уравнениями, описывающими особенности работы конкретного грунта на микроуровне, т.е. условие контактного взаимодействия между частицами (агрегатами). Такое поведение может, например, включать нелинейную упругость в диапазоне от весьма малых до малых деформаций, условия начала пластического сдвига, уплотнение структуры грунта, различные законы упрочнения или разупрочнения и др. С учетом особенностей представленного подхода анизотропия деформационных свойств грунтов может быть включена в модель в явном виде за счет задания различных величин деформационных показателей на каждой площадке интегрирования. Вынужденная анизотропия грунтов учитывается также в явном виде. В процессе деформирования грунта в зависимости от траектории его нагружения на различных площадках интегрирования упругие и пластические деформации развиваются неравномерно. Неравномерный характер развития деформаций приводит к развитию вынужденной анизотропии деформационных и прочностных свойств грунта.

Работы выполнена при поддержке Гранта Президента РФ № 16.120.11.5266-МК от 1 февраля 2012 г. на проведение научных исследований кандидатами наук по проекту «Разработка теоретической модели поведения грунтов высокой и средней степени литификации как анизотропной среды на основе микроструктурного взаимодействия».

ЛИТЕРАТУРА

1. *Бугров А.К.* Анизотропные грунты и основания сооружений / А.К.Бугров, А.И.Голубев. СПб, 1993. 245 с.

2. *Полищук Т.Г.* Исследование закономерностей процесса консолидации анизотропных пород: Автореф. дис… канд. техн. наук. Л., 1985. 17 с.

3. *Фурса В.М.* К изучению физико-механических свойств послеледниковых ленточных отложений // Грунтоведение и инженерная геология. Л., 1964. С.74-87.

4. *Фурса В.М.* Строительные свойства грунтов в районе Ленинграда. Л., 1975. 142 с.

5. *Atkinson J.H.* Anisotropic elastic deformation in laboratory tests on undisturbed London clay // Geotechnique. 1975. Vol.25. N.2. P.357-384.

6. *Barden L.* Stresses and displacement in cross-anisotropic soil // Geotechnique. 1963. Vol.13. N 3. P.198-210.

7. *Bazant Z.P.* Microplane model for concrete. II: Data delocalization and verification / Z.P.Bazant, Y.Xiang, M.D.Adley, P.C.Prat, S.A.Akers // J.Eng. Mech. 1996. Vol.123. N 3. P.255-262.

8. *Chang C.S.* Micromechanical modeling of constructive relations for granular material // Micromechanics of granular materials. Amsterdam, 1988. P.271-279.

9. *Chang C.* Elastoplastic Model for Clay with Microstructural Consideration / C.Chang, P.Hicher, Z.Yin, L.Kong // J. Eng. Mech. 2009. Vol.135(9). P.917-931.

10. *Cudny M.* On the modelling of anisotropy and destructuration of soft clays within the multi-laminate framework / M.Cudny and P.A.Vermeer // Computer and Geotechnic. 2004. Vol.31. P.1-22.

11. *Franklin A.G.* Directional variation of elastic wave velocities in oriented clay/ A.G.Franklin, P.A.Mattson // Clay and clay minerals. 1972. Vol.20. P.285-293.

12. *Graham J.* Anisotropic elasticity of natural clay / J.Graham, G.T.Houlsby // Geotechnique. 1983. Vol.33. N 2. P.165-180.

13. *Jenkins J.T.* Volume change in small strain axisymmetric deformations of a granular material / J.T.Jenkins, M.Satake // Micromechanics of granular materials. Amsterdam, 1988. P.143-152.

14. *Karstunen M.* Criterion for strain localization based on multilaminate framework / M.Karstunen, G.N.Pande // Numerical models in geomechanics. Rotterdam, 1997. P.199-204.

15. *Karstunen M.* Strain localization in granular media using multilaminate framework / M.Karstunen, G.N.Pande // Applications of computational mechanics in geotechnical engineering. Rotterdam, 1997. P.149-173.

16. *Kirkgard M.M.* Anisotropy of normally consolidated San Francisco bay mud / M.M.Kirkgard, P.V.Lade // Geotechnical testing journal. 1991. Vol.14. N 3. P.231-246.

17. *Kirkpatric W.M.* Directional properties of consolidated kaolin / W.M.Kirkpatric, I.A.Rennie // Geotechnique. 1972. Vol.22. N.1. P.166-169.

18. *Lo K.Y.* Interpretation and significance of anisotropic deformation behavior of soft clays / K.Y.Lo, G.A.Leonards, C.Yuen // Norvegian Geotechnical Institute. 1977. N.117.

19. *Loh A.K.* Directional variation in undrained shear strength and fabric of Winnipeg Upper Brown clay / A.K.Loh, R.T.Holt // Canadian Geotechnical Journal. 1974. Vol.11. N 3. P.430-437.

20. *Pande G.N.* Multi-laminate model of clays – a numerical evaluation of the influence of rotation of the principal stress axis / G.N.Pande, K.G.Sharma // Proc., Symp. on Implementation of Computer Procedures and Stress-Strain Laws in Geotechnical Engineering. 1982. P.575-590.

21. *Rothenburg L.* Micromechanical definitions of the Cauchy stress tensor for particular media / L.Rothenburg, A.P.S.Selvadurai // Mechanics of structured media. Amsterdam, 1981. P.469-486.

22. *Saada A.S* The dynamic response of anisotropic clay. Earthquake engineering and soil dynamics / A.S.Saada, G.F.Bianchini, Palmer Shook L. // Pasadena, CA. 1978. Vol.1. P.777-801.

23. *Scharinger F.* Multilaminate framework for modelling soil behaviour / F.Scharinger, H.F.Schweiger, V.Galavi // Proc. International Workshop on Constitutive Modelling. Development, Implementation, Evaluation and Application. Hong Kong, 2007. P.65-74.

24. *Schuller H.* Application of a multilaminate model to simulation of shear band information in NATM-tunnelling / H.Schuller, H.F.Schweiger// Computer and geotechnics. 2002. Vol.29. P.501-524.

25. *Walton K.* The effective elastic moduli of a random packing of spheres // J.Mech. Phys. Solids. 1987. Vol.35. P.213-226.

26. *Ward W.H.* Properties of the London clay at the Ashford common shaft: in-situ and undrained strength tests/ W.H.Ward, A.Marsland, S.G.Samuels // Geotechnique. 1965. Vol.15, N 4. P.321-344.

27. *Ward W.H.* Further studies of the properties of London Clay/ W.H.Ward, S.G.Samuels, M.E.Gutler // Geotechnique. 1959. Vol.9. N.2. P.321-344.

28. *Wiltafsky Ch.* A multilaminate model for normally consolidated clay: Ph.D. thesis / Gruppe Geotechnik Graz, Graz University of Technology. Graz, 2003. 18 p.

29. *Yong R.N.* Anisotropic behavior of sensitive clay / R.N.Yong, V.Silvestri // Canadian Geotechnical Journal. 1979. Vol.16. N.2. P.335-350.

REFERENCES

1. *Bugrov A.K., Golubev A.I.* Anisotropic soils and foundation of structures. Saint Petersburg, 1993. 245 p.

2. *Polishuk T.G.* Consolidation of anisotropic soils and rocks: PhD thesis. Leningrad, 1985. 17 p.

3. *Fursa V.M.* Physical and mechanical properties of post-glacial clay deposits // Soils and engineering geology. Leningrad, 1964. P.74-87.

4. *Fursa V.M.* Construction properties of a Leningrad soils. Leningrad, 1975. 142 p.

5. *Atkinson J.H.* Anisotropic elastic deformation in laboratory tests on undisturbed London clay // Geotechnique. 1975. Vol.25. N.2. P.357-384.

6. *Barden L.* Stresses and displacement in cross-anisotropic soil // Geotechnique. 1963. Vol.13. N 3. P.198-210.

7. *Bazant Z.P., Xiang Y., Adley M.D., Prat P.C., Akers S.A.* Microplane model for concrete. II: Data delocalization and verification // J.Eng. Mech. 1996. Vol.123. N 3. P.255-262.

8. *Chang C.S.* Micromechanical modeling of constructive relations for granular material // Micromechanics of granular materials. Amsterdam, 1988. P.271-279.

9. *Chang C., Hicher P., Yin Z., Kong L.* Elastoplastic Model for Clay with Microstructural Consideration // J.Eng. Mech. 2009. Vol.135(9). P.917-931.

10. *Cudny M., Vermeer P.A.* On the modelling of anisotropy and destructuration of soft clays within the multilaminate framework // Computer and Geotechnic. 2004. Vol.31. P.1-22.

11. *Franklin A.G., Mattson P.A.* Directional variation of elastic wave velocities in oriented clay // Clay and clay minerals. 1972. Vol.20. P.285-293.

12. *Graham J., Houlsby G.T.* Anisotropic elasticity of natural clay // Geotechnique. 1983. Vol.33. N 2. P.165-180.

13. *Jenkins J.T., Satake M.* Volume change in small strain axisymmetric deformations of a granular material // Micromechanics of granular materials. Amsterdam, 1988. P.143-152.

14. *Karstunen M., Pande G.N.* Criterion for strain localization based on multilaminate framework // Numerical models in geomechanics. Rotterdam, 1997. P.199-204.

15. *Karstunen M., Pande G.N.* Strain localization in granular media using multilaminate framework // Applications of computational mechanics in geotechnical engineering. Rotterdam, 1997. P.149-173.

16. *Kirkgard M.M., Lade P.V.* Anisotropy of normally consolidated San Francisco bay mud // Geotechnical testing journal. 1991. Vol.14. N 3. P.231-246.

17. *Kirkpatric W.M., Rennie I.A.* Directional properties of consolidated kaolin // Geotechnique. 1972. Vol.22. N.1. P.166-169.

18. *Lo K.Y., Leonards G.A., Yuen C.* Interpretation and significance of anisotropic deformation behavior of soft clays // Norvegian Geotechnical Institute. 1977. N.117.

19. *Loh A.K., Holt R.T.* Directional variation in undrained shear strength and fabric of Winnipeg Upper Brown clay // Canadian Geotechnical Journal. 1974. Vol.11. N 3. P.430-437.

20. *Pande G.N., Sharma K.G.* Multi-laminate model of clays – a numerical evaluation of the influence of rotation of the principal stress axis // Proc., Symp. on Implementation of Computer Procedures and Stress-Strain Laws in Geotechnical Engineering. 1982. P.575-590.

21. *Rothenburg L., S.Selvadurai A.P.* Micromechanical definitions of the Cauchy stress tensor for particular media // Mechanics of structured media. Amsterdam, 1981. P.469-486.

22. *Saada A.S, Bianchini G.F., Palmer Shook L.* The dynamic response of anisotropic clay. Earthquake engineering and soil dynamics // Pasadena CA. 1978. Vol.1. P.777-801.

23. *Scharinger F., Schweiger H.F., Galavi V.* Multilaminate framework for modelling soil behaviour // Proc. International Workshop on Constitutive Modelling. Development, Implementation, Evaluation and Application. Hong Kong, 2007. P.65-74.

24. *Schuller H., Schweiger H.F.* Application of a multilaminate model to simulation of shear band information in NATM-tunnelling // Computer and geotechnics. 2002. Vol.29. P.501-524.

25. *Walton K.* The effective elastic moduli of a random packing of spheres // J.Mech. Phys. Solids. 1987. Vol.35. P.213-226.

26. *Ward W.H., Marsland A., Samuels S.G.* Properties of the London clay at the Ashford common shaft: in-situ and undrained strength tests // Geotechnique. 1965. Vol.15, N 4. P.321-344.

27. *Ward W.H., Samuels S.G., Gutler M.E.* Further studies of the properties of London Clay // Geotechnique. 1959. Vol.9. N.2. P.321-344.

28. *Wiltafsky Ch.* A multilaminate model for normally consolidated clay: Ph.D. thesis / Gruppe Geotechnik Graz, Graz University of Technology. Graz, 2003. 18 p.

29. *Yong R.N., Silvestri V.* Anisotropic behavior of sensitive clay // Canadian Geotechnical Journal. 1979. Vol.16. N.2. P.335-350.