УДК 624.1

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

ПРОГНОЗ ОСЕДАНИЯ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

Рассмотрен подход к прогнозу оседания земной поверхности на основании численного моделирования строительства подземных сооружений. Предложена простая модель трансверсально-изотропной нелинейно-упругой среды для описания поведения плотных глин при строительстве объектов метрополитена. Выполнена оценка достоверности результатов численного моделирования.

Ключевые слова: метрополитен, станция, подземное сооружение, геомеханическая модель, численное моделирование, оседание поверхности, деформации.

PREDICTION OF SURFACE SETTLEMENTS DUO TO CONSTRUCTION OF UNDERGROUND STRUCTURES IN GEOLOGICAL CONDITION OF SAINT PETERSBURG

In work the option of the multipurpose underground complex being part of the multystoried high-rise building is considered. The complex settles down in underground part of the building and carries out a base role, replacing with itself the usual plates-but-pile base. Predesigns by a method of final elements taking into account staging of construction of an underground complex and the land high-rise building are executed. Sizes and a picture of distribution of vertical displacements are received as a result of calculations.

Key words: subway, station, underground structures, geomechanical model, numerical modelling, surface settlement, deformation.

Достоверный прогноз деформаций породного массива в окрестности полузаглубленных сооружений возможен только с учетом особенностей работы породного массива. Эти особенности включают в себя нелинейность упругих свойств материала, анизотропию деформационных и прочностных свойств, включая естественную и вынужденную анизотропию, разупрочнение материала при достижении предела прочности, уплотнение материала под действием средних напряжений и т.д. Несмотря на то, что представленные особенности очень важны для корректного прогноза деформаций породного массива, модель геоматериала, которая способна спрогнозировать эти явления, имеет весьма сложное математическое описание, требует проведения специальных лабораторных исследований, наличия большого количества исходных показателей, что накладывает некоторые ограничения на ее использование на практике. Кроме того, такая модель не является интуитивно понятной.

Таким образом, для решения конкретной практической задачи является рациональным выявление основных влияющих факторов на поведение породного массива и режима работы породного массива в окрестности породного обнажения. Такой подход позволит упростить процесс разработки модели породного массива и дальнейшее ее применение при решении практических задач.

В работе представлена модель среды, которая позволяет выполнить прогноз деформаций при строительстве подземных сооружений в плотных литифицированных глинах в условиях мегаполиса. Под подземными сооружениями в работе понимаются объекты метрополитена (перегонный тоннель, станции в различном конструктивном исполнении). Строительство объектов метрополитена в условиях мегаполиса накладывает определенные требования на способ ведения горных работ. Проходческие работы должны проводиться таким образом, чтобы в наименьшей степени оказывать воздействие на породный массив, что, в свою очередь, позволит уменьшить величину оседания земной поверхности и воздействие на здания и сооружения, расположенные в зоне влияния этих работ. Это достигается за счет введения обделки в работу непосредственно у лба забоя тоннеля, а также качественного тампонажа закрепного пространства.

Если эти условия соблюдаются, то в окрестности подземного сооружения реализуются только небольшие по величине деформации, а развитие пластических деформаций в приконтурной зоне отсутствует или весьма мало. В этом случае на процесс деформирования глин средней степени литификации в основном будет оказывать влияние естественная анизотропия их деформационных свойств, а также действующие в рассматриваемой точке породного массива напряжения и деформации. Дополнительным уплотнением глин можно пренебречь, так как объекты метрополитена обычно располагаются на относительно небольшой глубине, где средние напряжения породного массива не превышают напряжений предуплотнения таких глин. Исследование грунтов в лабораторных условиях показывает, что с увеличением средних напряжений при испытании образцов грунта их сопротивляемость деформациям возрастает. Такой эффект наблюдается как в диапазоне от весьма малых до малых деформаций, так и при больших деформациях.

С учетом особенностей работы плотных глин при строительстве подземных сооружений важными параметрами разрабатываемой модели геоматериала являются анизотропия деформационных свойств, нелинейное упругое поведение в диапазоне от весьма малых ($1\cdot10^{-6}$) до малых деформаций ($1\cdot10^{-3}$), влияние средних напряжений на деформационные показатели глины.

Деформационные свойства глин средней и высокой степени литификации в вертикальном и горизонтальном направлениях различны, а в горизонтальных одинаковы. Такие глины можно рассматривать как трансверсально-изотропные среды. Для описания трансверсально-изотропной среды достаточно иметь семь констант: E_v – модуль упругости в вертикальном направлении (перпендикулярно плоскости изотропии), E_h – модуль упругости в горизонтальном направлении (в плоскости изотропии), v_{vh} – коэффициент Пуассона, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные продольными напряжениями, v_{hv} – коэффициент Пуассона, характеризующий продольные деформации, вызванные горизонтальными напряжениями, v_{hh} – коэффициент Пуассона, характеризующий горизонтальные деформации, вызванные горизонтальными напряжениями (напряжениями, действующими в ортогональном направлении); G_{hv} – модуль сдвига в вертикальной плоскости (перпендикулярно плоскости изотропии); G_{hh} – модуль сдвига в горизонтальной плоскости (в плоскости изотропии).

Однако не все семь констант независимы друг от друга. Так как горизонтальная плоскость является плоскостью изотропии, константа G_{hh} зависит от E_h и v_{hh}:

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1+2v_{hh})}. \qquad (1)$$

Для упругих материалов для обеспечения симметричности матрицы жесткости должно выполняться условие термодинамического равновесия

$$\frac{v_{hv}}{E_h} = \frac{v_{vh}}{E_v}. \qquad (2)$$

С учетом приведенных требований матрицу упругости для трансверсально-

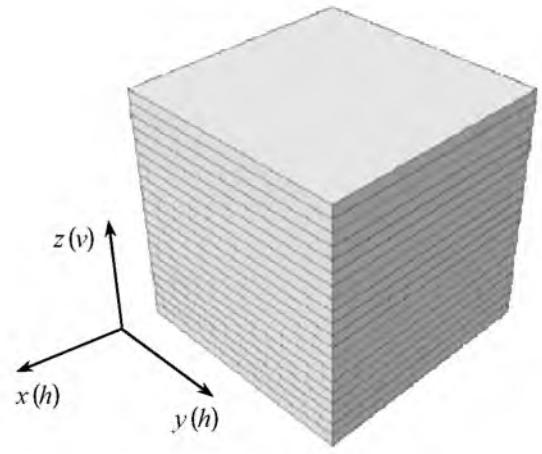


Рис.1. Трансверсально-изотропная среда
xy – плоскость изотропии; *z* – ось изотропии

изотропной линейной упругой среды (рис.1) можно записать через пять независимых констант: E_v, E_h, v_{vh}, v_{hh}, G_{hv}.

Чтобы учесть нелинейный характер деформирования трансверсально-изотропной среды, необходимо установить взаимосвязь между упругими константами. В работе Грехама и Хоулсби [1] введено понятие коэффициента анизотропии α, который позволяет перейти от двух упругих констант E^* и v^* к упругим константам, необходимым для описания трансверсально-изотропной среды. Пять вышеприведенных независимых упругих констант и одну зависимую константу можно выразить следующим образом:

$$E_v = E^*;\ E_h = \alpha^2 E^*; \qquad (3)$$

$$v_{vh} = \frac{v^*}{\alpha};\ v_{hh} = v^*; \qquad (4)$$

$$G_{hv} = \frac{\alpha E^*}{2(1+v^*)};\ G_{hh} = \frac{\alpha E^*}{2(1+v^*)}. \qquad (5)$$

Как видно из представленных выражений, отношения модулей упругости, коэффициентов Пуассона и модулей сдвига связаны друг с другом зависимостью

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} = \frac{v_{hh}}{v_{vh}} = \frac{G_{hh}}{G_{hv}}. \qquad (6)$$

Выражение (6) является существенным допущением, и ряд исследователей отмечали, что его корректность спорна, так как сами по себе все пять упругих компонент независимы.

Матрицу податливости выразим с учетом уравнений (3)-(5):

$$\frac{1}{E^*}\begin{vmatrix} \frac{1}{\alpha^2} & -A & -B & 0 & 0 & 0 \\ A & \frac{1}{E_h} & -B & 0 & 0 & 0 \\ -B & -B & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D \end{vmatrix}. \qquad (7)$$

где $A = \frac{v^*}{\alpha^2}$; $B = \frac{v^*}{\alpha}$; $C = \frac{2(1+v^*)}{\alpha}$; $D = \frac{2(1+v^*)}{\alpha^2}$.

Как видно из выражения (7), для описания трансверсально-изотропной среды необходимо три параметра: эквивалентный модуль упругости E^*, коэффициент Пуассона v^* и коэффициент анизотропии α. В такой постановке для описания нелинейного поведения трансверсально-изотропной среды достаточно задаться нелинейным законом поведения для изотропной среды; взаимосвязь между другими показателями деформационных свойств автоматически реализуется согласно матрице (7).

Для среднелитифицированных глин нелинейный характер поведения в основном наблюдается в диапазоне от весьма малых до малых деформаций. В диапазоне от малых деформаций вплоть до предела прочности (осевые деформации на пределе прочности 1-2 %) плотные глины проявляют практически линейный характер поведения, за исключением участка интенсивного трещинообразования. Нелинейную работу породы в диапазоне от весьма малых до малых деформаций удобно представить, воспользовавшись зависимостью, предложенной Хардином и Дрневичем [2], которая связывает касательные напряжения и деформации сдвига:

$$\tau = \frac{G_0 \gamma_{hist}}{1 + a\left|\frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0,7}}\right|}, \qquad (8)$$

где G_0 – начальный модуль сдвига при весьма малых деформациях; γ_{hist} – сдвиговые деформации; $\gamma_{0,7}$ – граничное значение деформаций сдвига; a – параметр кривой.

Переписав уравнение (8) через секущий модуль сдвига G_s, получим

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a\left|\frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0,7}}\right|}. \qquad (9)$$

При выполнении численного моделирования необходимо преобразовать секущий модуль сдвига выражения (9) в касательный модуль сдвига

$$G_t = G_0 \left(\frac{\gamma_{0,7}}{\gamma_{0,7} + a\gamma_{hist}} \right)^2. \qquad (10)$$

Если исходить из предположения, что коэффициент Пуансона v не изменяется в процессе нагружения, то модуль объемного сжатия может быть определен по величине актуального на данный момент нагружения модуля сдвига:

$$K_t = G_t \frac{2(1+v)}{3(1-2v)}. \qquad (11)$$

Влияние средних напряжений, p на способность породы сопротивляться деформациям формоизменения можно ввести через степенной закон

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{p}{p^{ref}} \right)^m, \qquad (12)$$

где p^{ref} – средние напряжения, при которых получены базовые деформационные показатели грунта; G_0^{ref} – модуль сдвига, полученный при $p = p^{ref}$; m – показатель степени.

На такую взаимосвязь между деформационными показателями грунта и средними напряжениями достаточно часто указывают исследователи из Германии, Австрии, США и ряда других стран.

Однако выражение (12) в ряде случаев может привести к нестабильному решению, когда $p \to 0$. Внеся ряд изменений в это выражение, проблему можно решить, записав

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c\,\mathrm{ctg}\,\varphi}{p^{ref} + c\,\mathrm{ctg}\,\varphi} \right)^m, \qquad (13)$$

где σ_3 – главные минимальные напряжения; c – сцепление; φ – угол внутреннего трения.

За величину граничного значения модуля сдвига можно принять его величину G_{ur}, полученную на основании испытаний образца породы при разгрузке и последующей нагрузке в диапазоне от малых до больших деформаций:

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+v_{ur})}. \qquad (14)$$

С учетом (11) и (14) определим величину деформаций сдвига γ_c на нижний границе малых деформаций:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0,7}}{a}\left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right). \qquad (15)$$

Выражения (9)-(15) позволяют описать нелинейное упругое поведение изотропной среды. По полученным формулам каждому моменту времени (величине деформаций) можно легко сопоставить значения касательного модуля сдвига и модуля объемного сжатия. Преобразовав модуль объемного сжатия и модуль сдвига соответственно в касательный модуль упругости и коэффициент Пуассона и подставив их в (8), с учетом уравнений (4) и (5) получим касательную матрицу податливости трансверсально-изотропной среды.

В качестве примера рассмотрим задачу прогноза оседания земной поверхности при строительстве станционного комплекса метрополитена в Санкт-Петербурге. В состав станционного комплекса входит три станционных тоннеля, натяжная камера, тягово-понизительная подстанция, а также ряд подходных выработок. Между станционными тоннелями организованы проемы шириной 3 м. Диаметр боковых станционных тонне-

Расчетные показатели механических свойств грунтов

Номер слоя	Плотность ρ, т/м^3	Модуль деформации E_0, МПа	Коэффициент поперечной деформации ν	Сцепление c, кПа	Угол внутреннего трения φ, град.
Первый	2,0	12	0,3	15	20
Второй	2,1	60	0,4	100	22
Третий	2,2	130	0,4	–	–

лей 8,5 м, диаметр центрального станционного тоннеля 9,8 м.

Станция расположена в плотных протерозойских глинах. Глубина заложения станции от поверхности земли до свода среднего станционного тоннеля 46,9 м. Расстояние от верхнего свода станционного тоннеля до контакта протерозойских глин с дислоцированными плотными глинами 12,6 м. Мощность дислоцированных глин принята равной 7,2 м. Мощность четвертичных отложений 27,1 м. Мощность слоев по длине и ширине станции не изменялась. Таким образом, весь породный массив можно разделить на три слоя: первый слой – четвертичные отложения; второй слой – дислоцированные протерозойские глины; третий слой – протерозойские глины.

Численное моделирование выполнялось в универсальном программном комплексе Abaqus. Грунты первого и второго слоев рассматривались как упругопластическая среда (модель Кулона – Мора), грунты третьего слоя – как нелинейная трансверсально-изотропная среда (см.таблицу). Трансверсально-изотропная нелинейно-упругая модель грунта внедрена в программный комплекс Abaqus через пользовательскую подпрограмму UMAT.

При выполнении прогноза оседания земной поверхности численными методами анализа важным аспектом является корректный выбор размеров рассматриваемой модели. В работе размеры модели подбирались итерационным способом. Границы модели удалялись от центра модели до тех пор, пока результаты численного моделирования на предыдущем и последующем шагах моделирования не уравнивались (расхождение не более 5 %). Полученные размеры модели: 600 м по ширине, 100 м по высоте, размер модели, совпадающий с направлением продольной оси станции, определялся объемно-планировочным решением станционного комплекса и примыкающих к нему тоннелей.

С учетом рассматриваемых масштабов численной модели детальное численное моделирование последовательности строительства отдельных элементов станционного комплекса не проводилось. В численной модели выделены следующие этапы строительства станционного комплекса:

- формирование начального напряженного состояния породного массива;
- проходка среднего станционного тоннеля на всю длину;
- возведение обделки среднего станционного тоннеля на всю длину;
- сооружение левого бокового тоннеля на всю длину;
- возведение обделки левого бокового тоннеля на всю длину;
- сооружение правого бокового тоннеля на всю длину;
- возведение обделки правого бокового тоннеля на всю длину;
- сооружение пилонов;
- разработка проемов;
- строительство натяжной камеры.

Строительство наклонного тоннеля при выполнении численного моделирования не рассматривалось. Численное моделирование сооружения наклонного тоннеля сопряжено с рядом особенностей, связанных с обоснованием геомеханических моделей поведения слабых четвертичных отложений, и поэтому его целесообразно первоначально рассматривать в качестве отдельной задачи.

Задача решается в классических для задач тоннелестроения граничных условиях. По верхней границе численной модели не накладываются какие-либо ограничения. Возможно перемещение узлов в любом на-

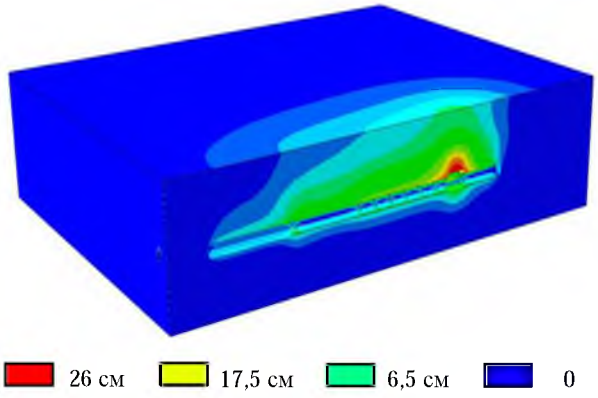


Рис.2. Деформации грунтового массива в окрестности станционного комплекса метрополитена

правлении. По нижней границе запрещены смещения во всех направлениях. По сторонам модели смещения запрещены в направлении, перпендикулярном поверхности численной модели.

Размеры модели выбирались таким образом, чтобы исключить влияние граничных условий на результаты расчетов. Ширина модели 600 м, длина 444 м, высота 100 м.

Картина деформирования грунтового массива, соответствующая окончанию ведения проходческих работ, представлена на рис.2. Не выполняя детального анализа, можно отметить, что максимальные величины деформаций формируются на участке сопряжения подземного вестибюля станции и подходной выработки, соединяющей вестибюль станции и эскалаторный тоннель. Деформации грунтового массива в сводовой части станционного комплекса преимущественно выше по сравнению с деформациями, реализовавшимися в лотковой части. В целом картина деформирования грунтового массива в окрестности станционного комплекса соответствует ожидаемой.

Оценка достоверности представленной геомеханической модели выполнена на основании сравнения результатов численного моделирования с типовым характером мульды оседания земной поверхности, вызванной строительством подземных сооружений. Сравнение с натурными данными в работе не приводится, так как на первом этапе разработки геомеханической модели наибольший интерес представляет качественное сравнение, потенциальная возможность прогноза достоверной мульды оседания земной поверхности (такая возможность отсутствует при рассмотрении грунтового массива как линейно деформируемой среды). В последующих работах будет выполнена и количественная оценка.

В работе Пекка [3] было показано, что мульду оседания земной поверхности в поперечном направлении можно с достаточной степенью достоверности описать функцией нормального распределения

$$S_v(x) = S_{v,\max} e^{\frac{x^2}{2i_x^2}}, \qquad (16)$$

где $S_{v,\max}$ – максимальная осадка земной поверхности над продольной осью тоннеля; x – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки; i_x – расстояние от центра тоннеля до точки перегиба; z – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля.

Сравнение поперечных мульд оседания земной поверхности, полученных на основании численного моделирования и построенной в соответствии с полуэмпирической методикой (рис.3), показало, что в целом результаты численного моделирования с качественной точки зрения достаточно хорошо совпадают с кривой нормального распределения. Незначительные отличия на некоторых участках могут быть вызваны более сложными процессами деформирования грунтового массива в окрестности станции метрополитена.

Итак, математическое описание нелинейной упругой трансверсально-изотропной среды позволяет повысить достоверность прогноза деформаций породного массива. В частности, прогноза оседания земной поверхности при строительстве полузаглубленных и подземных сооружений, прогноза осадки фундамента, смещения контура полузаглубленных и подземных сооружений. В отличие от большинства моделей геоматерилов рассмотренная модель представляет собой класс нелинейно-упругих моделей. Преимуществом такого подхода является простота внедрении такой модели в

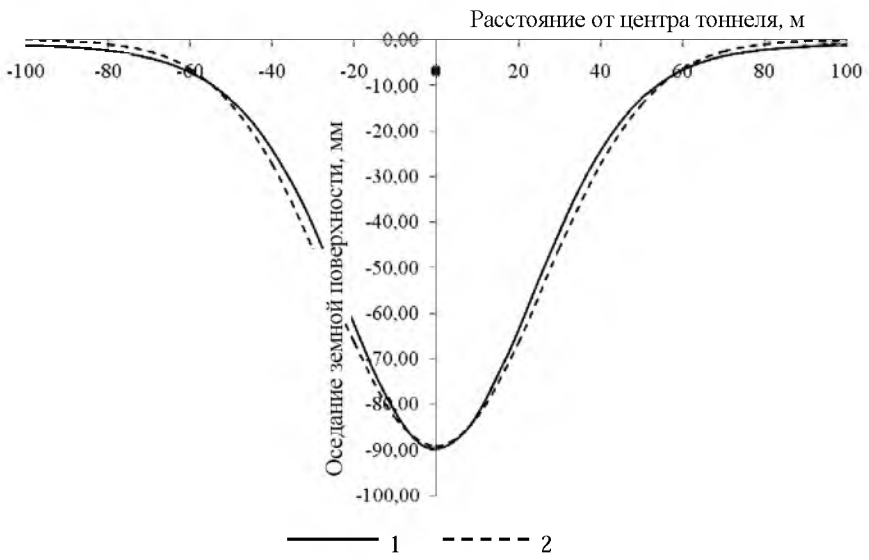


Рис.4. Результаты прогнозов оседания земной поверхности, полученных по трансверсально-изотропной нелинейно-упругой модели среды (1) и Гаусс-функции нормального распределения (2)

расчетный комплекс, реализующий метод конечных элементов или метод конечных разностей. Основным недостатком является невозможность описания более сложных процессов, которые происходят в грунтовом массиве под внешним воздействием. Такой подход не рекомендуется применять при оценке деформаций грунтового массива, сложенного слабыми грунтами, где процессы уплотнения и разупрочнения могут играть решающую роль. Другим ограничением модели является возможность ее использования только при монотонном нагружении. В данной постановке циклическое нагружение грунта воспроизвести невозможно. Данные недостатки не оказывают значительного влияния на достоверность прогноза оседания земной поверхности и могут быть устранены за счет формулировки модели в упругопластической постановке.

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

2. *Hardin B.O.* Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves / B.O.Hardin, V.P.Drnevich // Proc. ASCE: Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. 1972. N 98. P.667-692.

3. *Peck R.B.* Deep excavations and tunnelling in soft ground // Proc. 7th ICSMFE. Mexico City, 1969. P.225-290.

REFERENCES

1. *Graham J., Houlsby G.T.* Anisotropic elasticity of a natural clay // Geotechnique. 1983. Vol.33(2). P.165-180.

2. *Hardin B.O., Drnevich V.P.* Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves // Proc. ASCE: Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. 1972. N 98. P.667-692.

3. *Peck R.B.* Deep excavations and tunnelling in soft ground // Proc. 7th ICSMFE. Mexico City, 1969. P.225-290.