

гидроцилиндр 7 установлены таким образом, что могут совершать поперечные колебания относительно продольной оси упругого элемента 6. Подача бурового инструмента на забой осуществляется поршнем 8 силового гидроцилиндра 7. С целью увеличения нелинейности и жесткости заполненного средой упругого элемента 6 поршень 8 гидроцилиндра 7 поджат пружиной 9, помещенной в одном корпусе 1 с инерционной массой 4, поджатой пружиной 5.[3]

Вывод:

Силовые импульсы формируются в штанге без механического соударения поршня со штангой с коэффициентом передачи энергии 0,85 – 0,90. Таким образом, вследствие того, что в предлагаемом механизме упругий элемент расположен между инерционной массой и силовым гидроцилиндром, касаясь их боковыми стенками, устраняется вибрации машины, на которую установлен этот механизм.

Литература

1. Шадрин А.В., Саруев Л.А., Саруев А.Л. Динамические процессы в колонне труб при вращательно – ударном бурении скважин малого диаметра из подземных горных выработок. – Томск: Изд-во ТПУ, 2009. – 175 с.
2. Саруев Л.А., Казанцев А.А. Разработка и исследование гидромеханической системы формирования силовых импульсов в ставе штанг для интенсификации вращательного бурения // Известия Томского политехнического университета. – 2008. – Т. 313. - № 1. – С. 75 – 78.
3. Авторское свидетельство СССР № 727419, 21.12.1979.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИИ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ ПРОХОДКЕ ГОРОДСКИХ ТУННЕЛЕЙ

Л.А. Строкова

*Национальный исследовательский Томский политехнический
университет, г. Томск, Россия*

При проходке городских туннелей одним из видов деформации грунтового массива является оседание дневной поверхности. Актуальность темы и востребованность результатов изучения данного

процесса связана с необходимостью предотвращения его негативных последствий и минимизации возможного ущерба. Исследование процесса оседания поверхности вследствие горнопроходческих работ осуществляется эмпирическими, аналитическими и численными методами.

Эмпирические методы позволяют описать распределение перемещений дневной поверхности грунтового массива при помощи некоторых коэффициентов. Эти коэффициенты устанавливаются путем подбора при анализе данных опытных наблюдений. Для описания профиля оседания поверхности для одинарного туннеля широко известна кривая Гаусса [7]. Эта кривая имеет два важных параметра S_{\max} – максимальная осадка поверхности над осью туннеля и i – расстояние до точки перегиба кривой оседания поверхности. Формула Р. Пека, как и другие эмпирические формулы не позволяют оценить перемещения и распределение напряжений внутри грунтового массива.

Аналитические решения, основанные на положениях теории упругости, представлены в [1, 4, 8]. *Численные* методы в значительной мере исключают необходимость использования упрощающих предпосылок, свойственных аналитическим решениям, позволяют учитывать множество факторов, описывающих систему «грунтовый массив – туннель». Возможно исследование деформаций не только одиночных туннелей, но и при взаимодействии нескольких туннелей. О применении численных методов в расчетах деформаций грунтового массива, связанных с проходкой туннелей, изложено в [5-6]. Сочетание численных методов расчетов и данных натуральных наблюдений позволяет всесторонне изучить механизм рассматриваемого явления, выявить основные факторы и предсказать развитие процесса.

Исходными данными для вычислительного эксперимента послужили материалы мониторинга за оседанием поверхности, вызванные строительством метрополитена в г. Мюнхен. Геологический разрез г. Мюнхена представлен четвертичными гравийно-щебенистыми грунтами мощностью 6-40 м, подстилаемыми третичными песчаными и глинистыми грунтами мощностью до 2000 м. Туннели имеют диаметр порядка $7,0 \pm 0,2$ м и расположены на глубинах от 6 до 25 м.

Для выбора оптимального уравнения состояния грунта были выполнены расчеты с тремя моделями поведения грунтов: MC (Mohr-Coulomb) – упругая идеально-пластическая модель Мора-Кулона; HS (Hardening Soil) – упруго-пластическая модель с изотропным упрочнением и HSS (Hardening soil with small-strain stiffness) – упруго-пластическая модель с изотропным упрочнением и учетом жесткости малых деформаций, реализованными в программе Plaxis [2]. Из этих трех признана менее подходящей для расчетов модель MC. Что касается упруго-пластических моделей с изотропным упрочнением HS и HSS, то они хорошо зарекомендовали себя [9-11].

Моделирование показало, что коэффициент бокового давления грунта, используемый при задании начального напряженного состояния, является весомым фактором в расчетах. Коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя не является величиной постоянной во времени и зависит от истории нагружения. Например, на стадии седиментации отложений K_0 – константа, равная по формуле И.Яки, $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$, [6]; на стадии эрозии, деградации отложений, экскавации грунта – K_0 увеличивается. По оценкам мюнхенских геологов, в четвертичное время отметка поверхности превышала сегодняшнюю на 300 м, эти породы были большей частью смыты в период таяния рисс-вюрмских ледников. По данным полевых и лабораторных измерений,

выполненных инж. Г. Пельцем коэффициент бокового давления K_0 для глин равен 0,8, для песка – 0,6. При моделировании вариации коэффициента K_0 приняты следующими: для песка 0,426; 0,6 и 0,8; для глины 0,576; 0,8 и 1,0. Данные по вертикальным перемещениям на верхней границе каждой расчетной модели из программы PLAXIS переносились в MS Excel для сравнения рассчитанных мульд оседания с разными значениями K_0 и данных натурных наблюдений за оседанием поверхности. Как видно из рис.1, лучшее совпадение реальной мульды оседания с рассчитанной наблюдается при K_0 -OC-1 (для песка – 0,6, для глины 0,8).

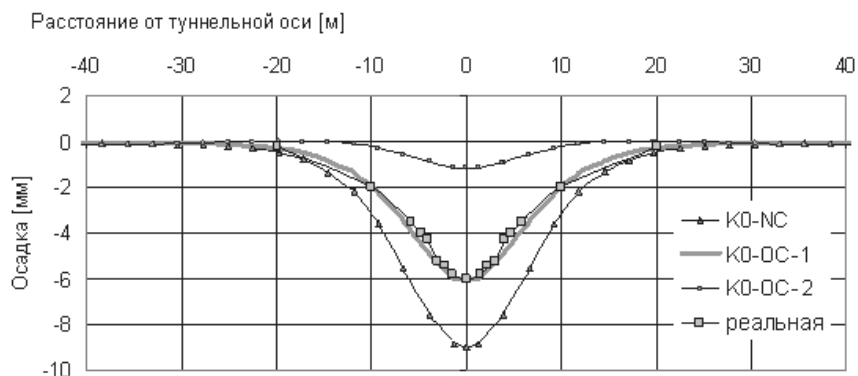


Рис. 1. Рассчитанные с варьированием K_0 и реальная кривые оседания поверхности над туннелем

Таким образом, проведенное исследование свидетельствует, что предварительное уплотнение массива в ледниковый период, опосредовано выраженное через коэффициент бокового давления, играет важную роль в современном поведении грунта. Степень переуплотнения грунтовых массивов рекомендуется учитывать при проектировании грунтовых оснований. Для предварительной оценки напряженно-деформированного состояния грунтового массива допустимо использовать эмпирические формулы определения K_0 , для стадии рабочей документации следует выполнять специальные лабораторные и полевые исследования.

Использование специального программного обеспечения позволяет уменьшить трудоемкость при оценке напряженно-деформированного состояния при существенном повышении достоверности получаемых результатов и является реальным направлением повышения эффективности проектно-изыскательских работ.

Автор признательна сотрудникам Центра Геотехники Технического университета Мюнхена, за консультации в процессе установления параметров и их использовании при численном моделировании напряженно-деформированного состояния грунтов

Литература

1. Addenbrooke T, Potts D and Puzrin A 1997. The Influence of Pre-failure Soil Stiffness on the Numerical Analysis of Tunnel Construction // *Geotechnique* 47(3) 693
2. Brinkgreve RBJ et.al., 1997 PLAXIS 2D Version 8 Balkema 200 p.
3. Casagrande A 1936. The Determination of the Pre-consolidation Load and its Practical Significance Proceedings of the 1st Intern. Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference, Cambridge, Mass., 22–26 June 1936. Edited by A. Casagrande. 3: 60–64.
4. Franzius JN, Potts DM and Burland JB 2005 The Influence of Soil Anisotropy and K_0 on Ground Surface Movements Resulting from Tunnel Excavation // *Geotechnique* 55(3) 189
5. Gunn MJ 1993. The Prediction of Surface Settlement Profiles Due to Tunnelling. In Predictive soil mechanics: Proceedings of the Worth Memorial Symposium, London, p 304.
6. Jáky J 1944 A Nyugalmi Nyomás Tényezője (The Coefficient of Earth Pressure at Rest) // *Magyar Mérnök és Építész Egylet Közlönye* (Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers). – October. – 355-358.
7. Peck R.B. Deep excavations and tunneling in soft ground. // Proc. 7th Intern. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, State-of-the-Art Volume, 1969. pp. 225–290.
8. Stallebrass SE and Taylor RN 1997 Prediction of ground movements in overconsolidated clay // *Geotechnique* 47(2) 235
9. Strokova LA 2010 Methods of Estimating Surface of Tunneling Effects on Existing Buildings // *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 47 (3) 92
10. Strokova LA 2009 Numerical Model of Surface Subsidence During Subway Tunneling // *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 46 (3) 117
11. Strokova LA 2013. Effect of the Overconsolidation Ratio of Soils in Surface Settlements Due to Tunneling // *Sciences in Cold and Arid Regions*, 5 (5) 0637-06