BULLETIN OF NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES
OF THE REPUBLIC OF KAZAKHSTAN
ISSN 1991-3494
Volume 3, Number 361 (2016), 42 – 47

EXPERIMENTAL STRESS-STRAIN STATE OF THE LINING TYPICAL AREAS STATION

N. M. Mahmetova, V. G. Solonenko, C. B. Shayahmetov

Kazakh Academy of Transport and Communications named by M. Tynyshpaev, Almaty, Kazakhstan.
E-mail: v.solonenko@.mail.ru

Keywords: Stress-strain state, lining, stress, displacement, geomechanical models.

Abstract. The position of the work is an experimental study aimed at studying the VAT lining typical plot station. In the course of the experiment on the modeling of static work "Zhibek Zholy" station complex method of equivalent materials, it was found that the greatest deformation occur at switching stage in the work of the temporary lining. The construction of permanent lining position of the entire station structure stabilizes. Therefore, in practice, the establishment of a reliable shotcrete lining at drifting station tunnels should be given special attention.

In the article by creating a geomechanical model typical area subway stations studied the stress-strain state of the lining of the station tunnel experimental method.

УДК 625.855.3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОБДЕЛКИ ТИПОВОГО УЧАСТКА СТАНЦИИ

Н. М. Махметова, В. Г. Солоненко, С. Б. Шаяхметов

Казахская академия транспорта и коммуникаций им. М. Тынышпаева, Алматы, Казахстан

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, обделка, напряжение, перемещение, геомеханиеская модель.

Аннотация. Положение работы представляет собой экспериментальное исследование, направленное на изучение напряженно-деформированного состояния (НДС) обделок станции типового участка. В ходе проведения эксперимента по моделированию статической работы станционного комплекса «Жибек-Жолы» методом эквивалентных материалов было установлено, что наибольшие деформации проявляются на стадии включения в работу временной крепи. Возведение постоянной обделки положение всей конструкции станции стабилизирует. В связи с этим, на практике вопросу создания надежной набрызгбетонной крепи при проходке станционных тоннелей следует уделять особое внимание.

В статье путем создания геомеханической модели типового участка станции метрополитена исследуется напряженно-деформированное состояние обделки станционных тоннелей экспериментальным методом.

Строительство сети метрополитена на линиях глубокого заложения тесно связано с инженерно-геологическими и градостроительными условиями. Район строительства первой очереди метрополитена города Алматы располагается на северных склонах Заилийского Алатау, в пределах конусов выноса рек Большая и Малая Алматинка. В условиях плотной городской застройки необходимость свести к минимуму осадки земной поверхности становится главной задачей [1, 2].

Расчеты на прочность включают в себя большое количество сложных процедур при выборе материала и его математической модели, определении расчетных нагрузок и составлении расчетной схемы, установлении и анализе напряженно–деформированного состояния рассчитываемого

элемента, оптимизации его размеров и геометрии сопоставлением интенсивности внутренних усилий в конструкции с мерой прочности материала по принятому критерию работоспособности [3, 4].

Создание высокопрочной крепи, обеспечивающей надежность конструкций обделок станционных тоннелей, на основе моделирования напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «обделка-грунт» является одним из сложных задач динамики подземных сооружений.

На основе геомеханической модели экспериментальным методом исследуется напряженно-деформированное состояние обделок станционных тоннелей типового участка.

Модель грунтового массива принята адекватной инженерно-геологическим условиям заложения пилонной станции «Жибек-Жолы» строящегося метрополитена г. Алматы. Учитывая однородность инженерно-геологических условий по длине станционного комплекса, а также значительную его протяженность, относительно размеров поперечного сечения, интегральная модель грунтового массива вдоль оси станции ограничена типовым (повторяющимся) участком длиной L = 10 м.

Для представленной геомеханической модели, подбор эквивалентного материала производился с учетом масштаба моделирования 1:40, исходя из соблюдения механического подобия величин, характеризующих эти грунты: модуля упругости E, удельного сцепления – C, угла внутреннего трения φ, коэффициента Пуассона ν [5]. Подбор этих характеристик эквивалентного материала осуществлялся в соответствии с теорией механического подобия по формулам:

$$E_M^Г = \frac{l\gamma_M}{L\gamma_H} E_H^Г, \quad E_M^0 = \frac{l\gamma_M}{L\gamma_H} E_H^0, \quad \nu_M^0 = \nu_H^0, \tag{1}$$

$$C_M^Г = \frac{l\gamma_M}{L\gamma_H} C_H^Г, \quad \varphi_M^Г = \varphi_H^Г, \tag{2}$$

где $E_M^Г$ и $E_H^Г$ – модули упругости материала грунтового массива, соответственно, модели и натуры; E_M^0 и E_H^0 – модули упругости материала обделки, соответственно, модели и натуры; ν_M и ν_H – коэффициенты Пуассона обделки в модели и натуре; $C_M^Г$ и $C_H^Г$ – удельное сцепление грунта модели и натуры; $\varphi_M^Г$ и $\varphi_H^Г$ – угол внутреннего трения грунта материала модели и натуры; l/L – линейный масштаб моделирования модели; γ_M и γ_H – плотность грунта в модели и натуре. Значения параметров, в соответствии с формулами (1 и 2) для принятой объемной массы эквивалентного материала и масштаба моделирования 1:40, получились равными: модуль упругости $E_м$ = 1,4 МПа; угол внутреннего трения $\varphi_м$ = 40°; сцепление в модели $C_м$ = 0,00057 МПа.

В качестве *материала–эквивалента галечниковых* грунтов осадочного происхождения, был принят грунт, состоящий из смеси кварцевого песка (модуль крупности – 2,85 мм), гранитного щебеня (фракция 0,5–10 мм), фактиса (резиновой крошки) и технического вазелина в качестве связующего материала. Расчетные и подобранные значения физико-механических характеристик материала представлены в таблице.

Физико-механические характеристики материала

№ слоя	Наименование грунтов	Натура	В модели	
			Расчетные	Подобранные
1	Галечниковые	E = 72 МПа γ = 2,2 г/см^3 φ = 40^0	E = 1,4 МПа γ = 1,64 г/см^3 φ = 40^0	E = 1.6 МПа γ = 1,75 г/см^3 φ = 32^0

Модель обделки станционных тоннелей выполнена в масштабе 1:40. Выбор масштаба модели станции продиктован с одной стороны удобством изготовления элементов конструкции, а с другой – возможностью фиксации ее напряженно-деформированного состояния в процессе проведения эксперимента. При этом было учтено, что габариты стенда должны ограничивать моделируемый массив грунта за пределами зоны влияния выработки. Поэтому боковые стенки стенда располагались от оси тоннеля на расстоянии в полтора раза больше ее поперечного сечения. В продольном

направлении вдоль оси станции модель ограничивается длинной типового участка станции. В рекомендованном варианте эта длина составила L = 0,25 м. В с с выбранным масштабом моделирования 1:40 были приняты следующие размеры поперечного сечения модели станции (рисунок 1): ширина – $D_н$ = 770 мм; высота – $D_в$ = 250 мм.

К материалу модели обделки предъявляются следующие требования: удовлетворение условиям подобия модели и обделки тоннеля в натуре; возможность многократного использования конструктивных элементов модели в экспериментах; хорошая обрабатываемость материала механическим способом.

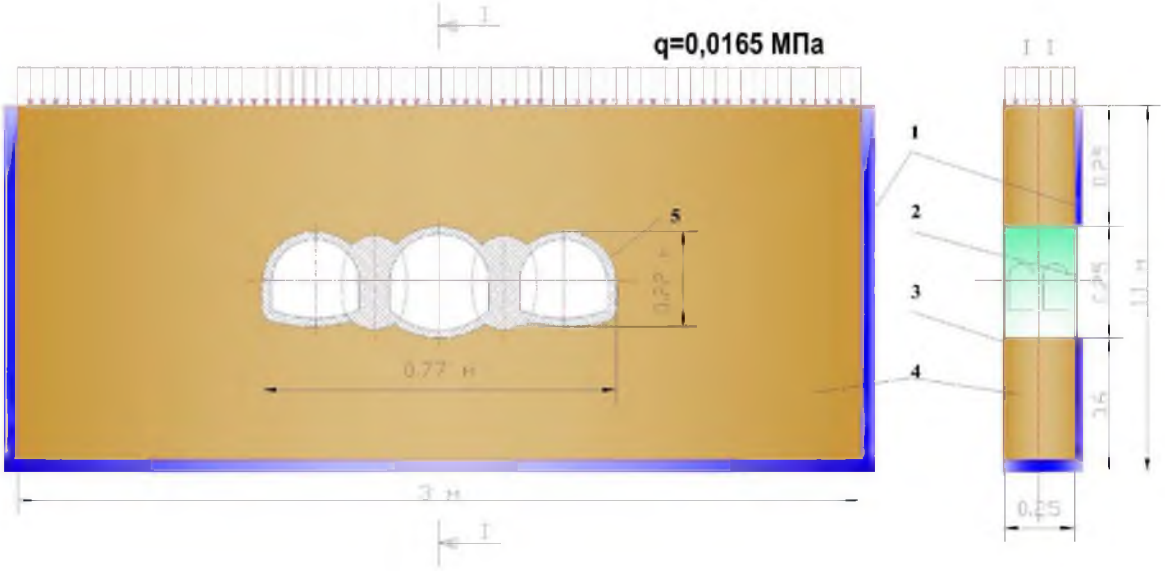

Рисунок 1 – Схема испытательного стенда:
1– металлоконструкции испытательного стенда, 2 – вставка из оргстекла, 3 – стенка из закаленного стекла, 4 – эквивалентный материал грунта, 5 – модель типового участка обделки станции

В качестве материала, удовлетворяющего поставленным требованиям, использовался состав на основе гипса и песка. Подбор осуществлялся путем изменения содержания в материале его компонентов. Предварительно, в соответствии с законом подобия было определено значение модуля упругости материала $E^0_м$, из которого должна быть изготовлена модель обделки. Расчет указанного параметра для бетона класса В20 (с учетом армирования Е = 27 000МПа) производился по формуле (2.12) $E_м{}^o = \frac{1}{40} * \frac{1,9}{2,5} * 27000 = 513$ МПа.

До проходки выработки модель грунтового массива выдерживалась под равномерно распределенной нагрузкой, равной весу вышележащей толщи грунта, с целью ее предварительного уплотнения, после чего, в толще грунтового массива осуществлялась проходка, в соответствии с принятой схемой организации работ по предлагаемому варианту.

В соответствии с принятой технологией производства работ, сооружение станционного комплекса в модели начиналось с создания замкнутой набрызгбетонной оболочки из пенополиуретана и осуществлялась проходка пилонных тоннелей. После раскрытия забоя на полное сечение и выемки грунта (из пилонных тоннелей), в готовые выработки вставлялись, заранее подготовленные, пилоны, выполненные в виде единой конструкции из гипса. Длина пилонов составила 250 мм, что соответствовало длине типового участка станционного комплекса.

Второй этап включал поочередную проходку двух боковых станционных тоннелей. Временная крепь сооружалась по отработанной технологии принятой при сооружении пилонных тоннелей. После чего, возводилась постоянная обделка боковых станционных тоннелей. На заключительном этапе, после сооружения двух боковых станционных тоннелей, осуществлялась проходка среднего станционного тоннеля и возводилась постоянная обделка. Окончательный вид типового участка модели пилонной станции представлен на рисунке 2.

Рисунок 2 – Сооруженный типовой участок модели станции

Результаты экспериментальных исследований. Приводим ниже данные, характеризующие деформированное состояние конструкций станции, полученные в результате проведенного эксперимента. При проходке левого пилонного тоннеля проводились наблюдения за изменением деформированного состояния временной крепи из набрызгбетона с помощью деформометров специальной конструкции. Показания деформометров позволили определить, что смещение точек в сечении 1-2 (рисунок 3) по вертикальному диаметру достигло 45 мм (в пересчете на натуру), а смещение по горизонтальному диаметру (сечение 3-4) составило 36 мм. После установки пилона в проектное положение, рост деформаций практически прекратился. В дальнейшем по результатам фотофиксации, горизонтальных и вертикальных смещений в конструкции пилона не зафиксировано [6-8].

При проходке правого пилонного тоннеля изменение вертикального диаметра в сечении 5-6 по показаниям деформометров составило 43 мм, а изменение горизонтального диаметра 34 мм. Так же как и в предыдущем случае, смещений пилона не зафиксировано. В левом пилоном тоннеле в процессе проходки правого дополнительных деформаций не выявлено.

При проходке левого станционного тоннеля было зафиксировано общее изменение вертикального диаметра, которое составило 36 мм. Из них смещение свода – 20 мм, а обратного свода – 16 мм. Смещение стены тоннеля в уровне горизонтального диаметра (сечение 9-10) составило 16 мм. После возведения постоянной обделки деформации стабилизировались. Близкие значения получились и при проходке правого станционного тоннеля. Изменение вертикального диаметра составило 34 мм. Из них смещение свода – 18 мм, а обратного свода –16 мм Смещение стены тоннеля в уровне горизонтального диаметра (сечение 15-16) составило 17 мм. При проходке боковых тоннелей смещений массивных пилонов не зафиксировано. Окончательным этапом сооружения станционного комплекса являлось сооружение среднего станционного тоннеля. При разработке грунта среднего станционного тоннеля, деформации временной крепи в шелыге свода (сечение 17-18) составили 14 мм. После возведения верхнего свода обделки деформации стабилизировались [9].

Окончательный вид деформированного состояния постоянной обделки показан на рисунке 3. Из рисунка видно, что наибольшие деформации выявлены в сводах боковых станционных тоннелей, которое достигают 20 мм. Наибольшее значение смещений стены тоннеля в уровне горизонтального диаметра зафиксировано в стене станционного тоннеля – 17 мм, а наибольшее значение деформаций обратного свода составило 16 мм. В среднем станционном тоннеле деформации в шелыге верхнего свода обделки составили 18 мм. В обратном своде обделки деформации составили 6 мм.

Картина распределения напряжений по внутренней поверхности модели типового участка станции представлена на рисунке 4.

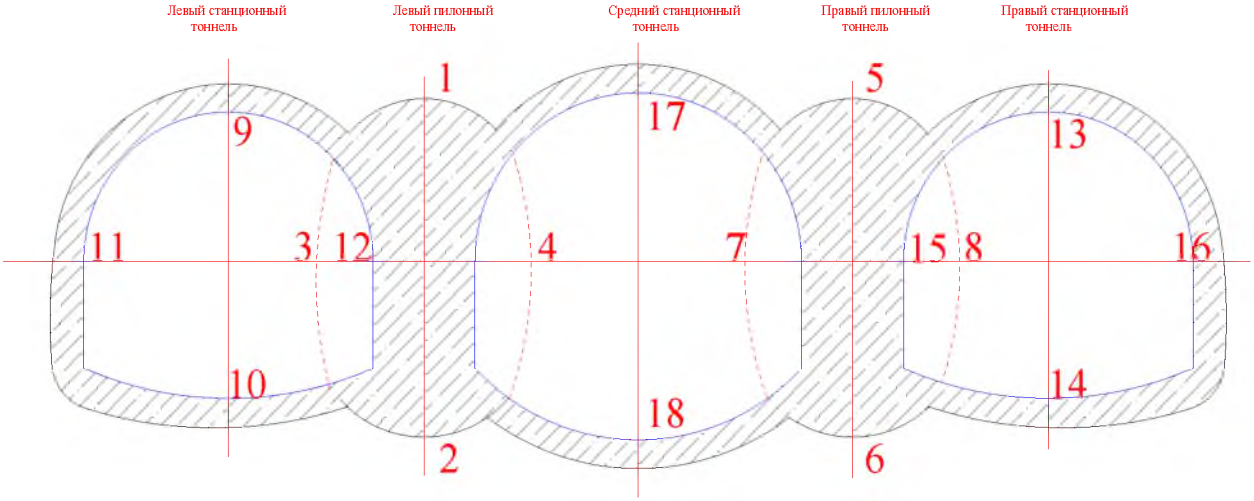

Рисунок 3 – Схема расположения точек фиксации деформаций поперечного сечения обделки станции

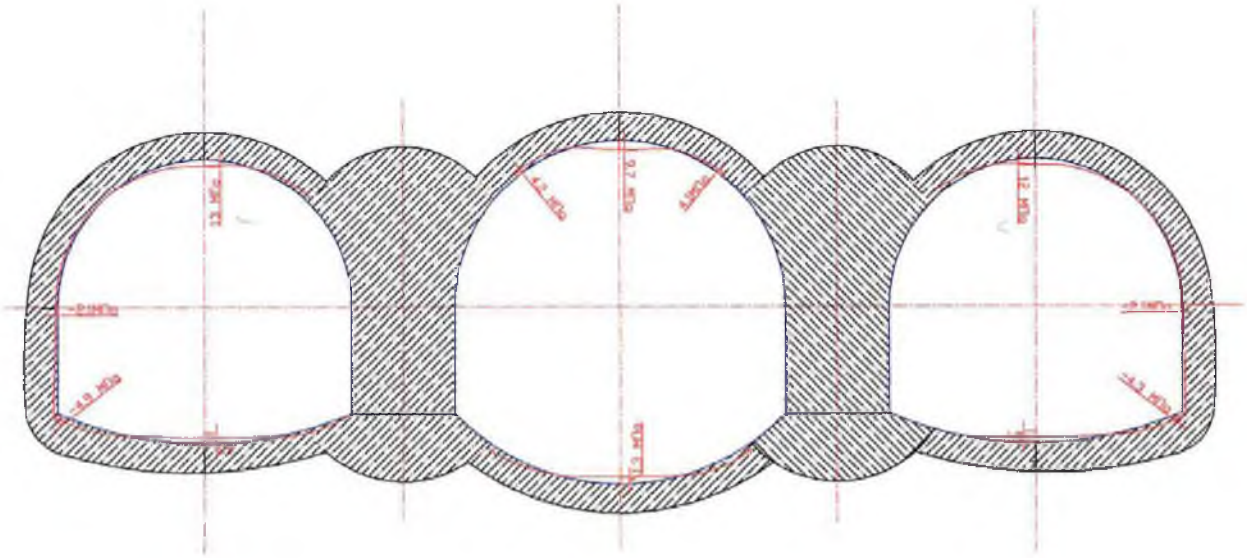

Рисунок 4 – Распределение нормальных тангенциальных напряжений
на внутренней поверхности обделки под действием нагрузки γH = 0,0165 МПа

Из рисунка видно, что наибольшие значения растягивающих напряжений зафиксированы в сводовой части обделки боковых станционных тоннелей. Значения этих напряжений достигают 13 МПа. Наибольшие сжимающие напряжения, выявленные в зоне сопряжения обратных сводов со стенами боковых станционных тоннелей, составили 5 МПа.

Выводы. Экспериментальное исследование деформированного состояния обделки станционных тоннелей позволило установить, что наибольшие деформации зафиксированы в сводах боковых станционных тоннелей. Экспериментальное исследование напряженного состояния обделки станционных тоннелей позволило установить, что наибольшие значения растягивающих напряжений зафиксированы в сводовой части обделки боковых станционных тоннелей. Наибольшие сжимающие напряжения зафиксированы в зоне примыкания обратных сводов боковых станционных тоннелей. Экспериментально установленные закономерности изменения величины напряжений в крепи на различных стадиях сооружения станции «Жибек-Жолы» позволили определить прочностные характеристики материала опережающей крепи.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Саламахин П.М. Инженерные сооружения в транспортном строительстве. – М.: Академия, 2007. – 264 с.
[2] Гибшман М.Е., Попов В.И. Проектирование транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1988. – 198 с.

[3] Маковский Л.В., Поляков Д.В. Моделирование статической работы круговых тоннельных обделок с податливыми стыками во взаимодействии с грунтовым массивом // Транспортное строительство. – 2015. – № 11. – С. 25-27.

[4] Журавлев Г.М., Наумов И.А. Влияние деформационной повреждаемости на формирование механических свойств материалов строительных конструкций // Транспортное строительство. – 2015. – № 2. – С. 23-25.

[5] Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Экспериментальные исследования перебора грунта при микротоннелировании // Транспортное строительство. – 2015. – № 7. – С. 7-10.

[6] Асратян Д.Р. Тоннели с опережающей крепью // Метрострой. – 1983. – № 7. – С. 7-10.

[7] Маковский Л.В. Под защитой экрана из труб // Метрострой. – 1980. – № 4. – С. 23-24.

[8] Асратян Д.Р. Совершенствование способа строительства тоннелей с опережающей бетонной крепью // Транспортное строительство. – 1984. – № 3. – С.54-55.

[9] Асратян Д.Р. Натурные экспериментальные исследования технологии проходки тоннелей с опережающей бетонной крепью // Метрострой. – 1986. – – № 2. – С. 15-16.

REFERENCES

[1] Salamahin P.M. Inzhenernye sooruzhenija v transportnom stroitelstve. M.: Akademija, 2007. 264 p.

[2] Gibshman M.E., Popov V.I. Proektirovanie transportnyh sooruzheniy. M.: Transport, 1988. 198 p.

[3] Makovckiy L.V., Poljakov D.V. Modelirovanie staticheskoi raboty krugovyh tonnelnyh obdelok s podatlivymi stykami vo vzaimodeistvii s gruntovym massivom. Transportnoe stroitelstvo. 2015. N 11. P. 25-27.

[4] Zhuravlev G.M., Naumov I.A. Vlijanie deformacionnoi povrezhdaemosti na formirovanie mehanicheckih svoistv materialov stroitelnyh konstrukciy. Transportnoe stroitelstvo. 2015. N 2. P. 23-25.

[5] Isaev O.N., Sharafutdinov R.F. Jksperimentalnye issledovaniya perebora grunta pri mikrotonnelirovanii. Transportnoe stroitelstvo. 2015. N 7. P. 7-10.

[6] Asratjan D.R. Tonneli s operezhayushey krepyu. Metrostroi. 1983. N 7. P. 7-10.

[7] Makovskiy L.V. Pod zashitoi jkrana iz trub. Metrostroi. 1983. N 4. P. 23-24.

[8] Asratjan D.R. Sovershenstvovanie sposoba stroitelstva tonneley s operezhayushey betonnoy krepyu. Transportnoe stroitelstvo. 1984. N 3. P. 54-55.

[9] Asratjan D.R. Naturnye jksperimentalnye issledovanya tehnologii prohodki tonneley s operezhayushey betonnoy krepyu. Metrostroi. 1986. N 2. P. 15-16.

СТАНЦИЯНЫҢ ТИПТІК БӨЛІГІНДЕГІ ҚАТПАРЛАМАСЫНЫҢ КЕРНЕУЛІ-ДЕФОРМАЦИЯЛЫҚ КҮЙІНІҢ ЭКСПЕРИМЕНТАЛДЫ ЕСЕПТЕУІ

Н. М. Махметова, В. Г. Солоненко, С. Б. Шаяхметов

М. Тынышбаев атындағы Қазақ көлік және коммуникациялар академиясы, Алматы, Қазақстан

Түйін сөздер: кернеулі-деформациялық күй, бекітпе, кернеу, жылжу, геомеханикалық модель.

Аннотация. Станцияның типтік бөлігіндегі қатпарламаларыныц кернеулі-деформациялық күйін білуге бағытталган эксперименталды зерттеу жұмысы болып табылады. Эквивалент материалдар әдісі арқылы Жібек Жолы комплексті станциясыныц статикалық жұмысын моделдеу негізінде жүргізілген эксперимент нәтижесінде үлкен деформациялар уақытша қатпарламаны жұмысқа қосқан кезде пайда болатындыгы орнатылган. Тұрақты қатпарлама жүргізу арқылы станцияныц барлық құрылымдарыныц жагдайын орнықты етуге болады. Осыган байланысты, практикада төзімді себу бетонды қатпарлама жасау мәселесіне станциялық тесіктауды жүргізу кезінде аса көңіл бөлу қажет.

Мақалада метрополитен станциясыныц геомеханикалық моделін құру арқылы станциялық тесіктаудыц типтік бөлігіндегі қатпарламаларыныц кернеулі-деформациялық күйі эксперименттік әдіспен зерттеледі.

Поступила 17.02.2016г.