

Журнал
Тоннельной ассоциации России

Председатель редакционной коллегии

С. Г. Елгаев, доктор техн. наук

Зам. председателя редакционной коллегии

В. М. Абрамсон, канд. эконом. наук
И. Я. Дорман, доктор техн. наук

Ответственный секретарь

Г. И. Будницкий

Редакционная коллегия

В. П. Абрамчук
В. В. Адушкин, академик РАН
В. Н. Александров
М. Ю. Беленький
А. Ю. Бочкарев, канд. эконом. наук
Н. Н. Бычков, доктор техн. наук
С. А. Жук
А. М. Земельман
Б. А. Картозия, доктор техн. наук
Е. Н. Курбачкий, доктор техн. наук
С. В. Мазеин, доктор техн. наук
И. В. Маковский, канд. техн. наук
Ю. Н. Малышев, академик РАН
Н. Н. Мельников, академик РАН
В. Е. Меркин, доктор техн. наук
М. А. Мутушев, доктор техн. наук
А. А. Пискунов, доктор техн. наук
М. М. Рахимов, канд. техн. наук
М. Т. Укшебаев, доктор техн. наук
Б. И. Федунец, доктор техн. наук
Т. В. Шепитько, доктор техн. наук
Е. В. Цецкудов, канд. техн. наук

Тоннельная ассоциация России

тел.: (495) 608-8032, 608-8172
факс: (495) 607-3276
www.rus-tar.ru
e-mail: info@rus-tar.ru

Издатель

ООО «Метро и тоннели»

тел./факс: +7 (495) 981-80-71
127521, Москва,
ул. Октябрьская, д. 80, стр. 3,
оф. 4206
e-mail: metrotunnels@gmail.com

Генеральный директор

О. С. Власов

Компьютерный дизайн и вёрстка

С. А. Славин

Фотограф

С. А. Славин

Журнал зарегистрирован

Минпечати РФ ПИ № 77-5707

Перепечатка текста и фотоматериалов
журнала только с письменного
разрешения издательства
© ООО «Метро и тоннели», 2015

№ 4 2015

Строительство метро

На строительстве Третьего пересадочного контура 3

Два в одном 4

Е. И. Гигиняк

Применение тампонажного раствора
за тоннельной обделкой $D_n = 10,3$ м 7

С. Ф. Андреев

Вопросы проектирования

Проблемы проектирования новых линий
Московского метрополитена 10

В. Р. Гоппе

Оптимизация геологических изысканий
для проектирования метрополитена в Москве 14

Е. М. Пашкин, С. В. Мазеин, Е. Б. Рябов

Новые методики

К вопросу о категорировании горных пород
по трудности их разработки 18

В. А. Фокин

Расчет на прочность и трещиностойкость
железобетонных конструкций тоннельного типа
на автомобильных дорогах 20

М. Х. Миралимов, Чун Кок Кеонг, Онг Чонг Йонг

Расчет цельносекционной обделки
перегонного тоннеля метрополитена 25

М. Х. Миралимов

Новые материалы

Изменение прочности двухкомпонентных
полимерных волокон при ползучести
и в агрессивных средах 30

Д. Кауфманн, М. Мансер

СОДЕРЖАНИЕ



ФОТО НА ОБЛОЖКЕ

Завершение
строительства двухпутного
тоннеля метрополитена в
Санкт-Петербурге
(с. 4)

Уважаемые друзья и коллеги!

Наш профессиональный праздник День Строителя справедливо ассоциируется у всех с мирным созиданием и творчеством. Строительная деятельность сокращает расстояние между людьми, объединяет их, создает комфортные и безопасные условия для проживания, позволяет реализовать самые оригинальные и смелые проекты, способствующие развитию общественных и личностных отношений в мире.

От результатов нашего созидательного труда во многом зависит динамичное развитие экономики. Организации и предприятия строительного комплекса активно участвуют в реализации государственных программ и проектов, вносят вклад в развитие промышленного потенциала страны.

Подземные строители, являясь неотъемлемой частью строительного комплекса и обладая уникальными знаниями и опытом проектирования и строительства тоннелей и подземных сооружений, работая в чрезвычайно тяжелых условиях, вносят свой достойный вклад в это дело. Современные транспортные тоннели, гармонично вписываю-

щиеся в ландшафты горных массивов, удобные и красивые метрополитены, сложные транспортные развязки, надежные инженерные системы жизнеобеспечения городов и населенных пунктов, водоотводные сооружения гидротехнических комплексов, многоуровневые подземные сооружения инфраструктуры городов и транспортные пересадочные комплексы – всё это ваш труд, ваши знания и опыт.

Подземным строителям есть, чем гордиться, и результаты их труда будут многие годы служить людям. Можно с уверенностью сказать, что ваш труд – это благополучие людей, их достойная и уверенная жизнь.

Президиум правления Тоннельной ассоциации России поздравляет всех строителей и ветеранов подземного строительства с Днем Строителя. Ваш профессионализм и опыт, активная жизненная позиция, умение эффективно работать в сложных условиях являются ориентиром для новых поколений строителей.

Желаем всем вам и вашим родным и близким крепкого здоровья, семейного счастья, благополучия и стабильности!

*Президиум правления
Тоннельной ассоциации России*



16 августа 2015 г. первому заместителю руководителя Исполнительной дирекции Тоннельной ассоциации России Михаилу Адольфовичу Мутушеву исполнилось 70 лет.

Михаил Адольфович после окончания в 1967 г. Азербайджанского института нефти и химии им. Азизбекова прошел большой трудовой путь и обладает уникальными знаниями инженерной и руководящей работы в области подземного строительства.

Знания и опыт Михаила Адольфовича вложены в проектирование и строительство объектов не только Бакинского метрополитена, где он начинал свой трудовой путь, но и многочисленных подземных сооружений различного назначения, которые построены с его участием на всей территории нашей необъятной страны, в проектирование и строительство Московского метрополитена.

За годы работы в подземном строительстве ярко проявились глубокие инженерные знания М. А. Мутушева и его склонность к научной работе, о чем свидетельствует создание им и группой его единомышленников целого ряда оригинальных и эффективных решений по вопросам вентиляции подземных сооружений в процессе их строительства и эксплуатации. Решения защищены авторскими свидетельствами и реализованы при сооружении Московского метрополитена и других объектов. Научный вклад Михаила Адольфовича в освоение подземного пространства подтвержден присвоением ему ученой степени доктора технических наук. Он является действительным членом (Академиком) Российской экологической академии.

Свою производственную и научную деятельность М. А. Мутушев успешно совмещает с преподавательской, являясь на протяжении многих лет профессором Московского государственного горного университета, а также одним из основателей и профессором кафедры транспортных тоннелей и метрополитенов Института пути, строительства и сооружений (ИПСС) Московского государственного университета путей сообщения.

Вклад М. А. Мутушева в развитие подземного строительства и воспитание молодых кадров высоко отмечен государством – он награжден рядом орденов и медалей, ему присвоено почетное звание «Заслуженный строитель Российской Федерации».

Уважаемый Михаил Адольфович!

Президиум правления и Исполнительная дирекция Тоннельной ассоциации России сердечно поздравляют Вас со знаменательной датой – 70-летием со дня рождения!

Ваша многолетняя деятельность в области тоннелестроения и освоения подземного пространства вызывают у нас чувство глубокого уважения и признательности. Ваш труд, Ваши глубокие инженерные знания вложены во многие объекты транспортной инфраструктуры страны, способствуют обеспечению безопасных и комфортных условий для многомиллионной армии пассажиров метрополитенов, других транспортных сооружений.

Тоннельная ассоциация России благодарит Вас за многолетнюю плодотворную работу, направленную на повышение эффективности строительства тоннелей и подземных сооружений, за большой вклад в дело воспитания новых поколений инженеров, в совершенстве обладающих современными знаниями в области подземного строительства, за те усилия, которые Вы предпринимаете для повышения авторитета Тоннельной ассоциации России у нас в стране и за рубежом.

Примите наши пожелания долгих лет плодотворной и творческой жизни!

Здоровья и счастья Вам и всем Вашим родным и близким!

НА СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТРЕТЬЕГО ПЕРЕСАДОЧНОГО КОНТУРА

АО «Объединение «Ингеоком» выступает подрядчиком строительства участка Третьего пересадочного контура Московского метрополитена от станции «Деловой Центр» до «Нижней Масловки». В состав линии входят шесть станций: пять – вновь строящиеся («Нижняя Масловка», «Петровский парк», «Ходынское поле», «Хорошевская», «Шелепиха») и одна достраиваемая («Деловой центр»). Строительная длина участка – 12,76 км. Сооружение этих станций станет началом формирования нового пересадочного контура метро, который будет обеспечивать пересадку с одной ветки на другую без использования перегруженных центральных пересадочных узлов.



Щит фирмы NFM перед началом проходки

Щит «Натали» завершил проходку тоннеля между станциями «Ходынское поле» и «Хорошевская»

Тоннелепроходческий механизированный комплекс (ТПМК) «Натали» закончил проходку правого перегонного тоннеля на участке Третьего пересадочного контура между станциями «Ходынское поле» и «Хорошевская». Государственный заказчик на объекте – Департамент строительства города Москвы, генеральный подрядчик – АО «Объединение «Ингеоком».

Щит преодолел расстояние 1284 м. Трасса линии прошла под зданием школы, жилым массивом, улицей Гризодубовой, Хорошевским шоссе и торговым центром в районе станции метро «Полежаевская».

Проходчикам пришлось работать в сложных гидрогеологических условиях на глубине 30 м. На пути следования ТПМК встретились обводненные подвижные пески, известняки и глины.

Завершив проходку перегонного тоннеля, «Натали» вышла в демонтажную камеру, расположенную за пределами основных конструкций станции «Хорошевская». Метростроители применили данное инженерное решение, чтобы не задерживать сооружение станционного комплекса и вестибюля № 2.

Щит «Натали» марки NFM (серия и модель – 1331/342/0920) изготовлен во Франции по заказу АО «Объединение «Ингеоком» в 2012 г. Длина щитового комплекса – 82 м.

Установочная мощность – 2,1 МВт. Тоннельная обделка производится укладчиком кольцевого типа тубингами. Внутренний диаметр обделки – 5,7 м, внешний – 6,3 м. Ширина тубинга составляет 1,2 м. Для тоннелей обделки Ингеоком применяет тубинги собственного производства, которые выпускает производственный комплекс в г. Лобне. Производственная мощность – 450 колец в месяц.

В начале сентября в демонтажной камере на станции «Хорошевская» начнется разборка щита, затем он пройдет санацию и будет перевезен на одну из площадок Третьего пересадочного контура.

ТПМК фирмы Роббинс «Елена» по завершению проходки



Левый перегонный тоннель между станциями «Ходынское поле» и «Хорошевская» уже построен.

Щит «Елена» проложил тоннель от станции метро «Петровский парк» до «Нижней Масловки»

Тоннелепроходческий механизированный комплекс «Елена» закончил проходку левого перегонного тоннеля на участке Третьего пересадочного контура Московского метрополитена между станциями «Петровский парк» и «Нижняя Масловка». Государственный заказчик на объекте – Департамент строительства города Москвы, подрядчик – АО «Объединение «Ингеоком».

Щит преодолел расстояние 1710 м за 7 месяцев. Средняя скорость проходки – 250 м в месяц.

ТПМК Robbins «Елена» длиной 115 м и установочной мощностью 2,2 МВт изготовлен в США. Тоннельная обделка производится укладчиком кольцевого типа тубингами. Комплекс оснащен системой грунтопригруза, которая регулирует давление грунта в забое, не позволяя допускать просадок на поверхности земли.

В настоящий момент в демонтажной камере на станции «Нижняя Масловка» ведется разборка щита, затем он будет снова перевезен на станцию «Петровский парк», откуда начнет проходку правого перегонного тоннеля.

Пресс-служба АО «Объединение «Ингеоком»

ДВА В ОДНОМ

Е. И. Гигиняк, начальник службы по связям с общественностью (пресс-служба) ОАО «Метрострой», Санкт-Петербург



Петербургские метростроители завершили проходку двухпутного тоннеля на участке Фрунзенского радиуса метро. Тоннель диаметром 10,3 м и протяженностью 3,7 км пройден с применением тоннелепроходческого механизированного комплекса меньше, чем за полтора года.

11 июня 2015 г. в демонтажной камере в районе расположения станции «Проспект Славы» состоялась сбойка. В присутствии вице-губернатора Санкт-Петербурга Игоря Албина, гостей и журналистов бетонная перегородка, отделявшая тоннель от демонтажной камеры, рухнула. Завершилось строительство первого на постсоветском пространстве двухпутного тоннеля метрополитена.

Тоннель располагается на Фрунзенском радиусе метрополитена Санкт-Петербурга (линия 5), на участке от станции «Южная» до «Проспекта Славы». Проходка осуществлялась с использованием ТПМК с грунтопригрузом производства фирмы Herrenknecht AG, номер проекта S-782. Старт комплексу, получившему красивое женское имя «Надежда», дал лично губернатор Санкт-Петербурга Георгий Сергеевич Полтавченко 23 января 2014 г. Первый участок тоннеля (от станции «Южная» до промежуточной станции «Дунайский проспект») сооружался на мелком заложении (20–25 м). При этом трасса проходила под кольцевой автодорогой, железнодорожным полотном, автозаправочной станцией и жилыми домами. Далее трасса тоннеля была заглублена и в конце проходки (перед станцией «Проспект Славы») достигла 56 м. Большая часть тоннеля сооружалась в условиях водонасыщенных поверхностных грунтов с наличием большого количества булыжников и валунов

крупного размера. Ежедневно на тоннельном транспорте оказывались десятки валунов диаметром до 1,5 м. Кроме этого, на трассе встречались крупные линзовидные глиняные тела, что требовало постоянного контроля кондиционирования грунта. Вся проходка в четвертичных отложениях ежедневно сопровождалась обстоятельствами, требующими быстрой реакции и оперативного принятия решений.

Технологические остановки

В связи с большой протяженностью тоннеля и наличием широкого диапазона геологических единиц различной консистенции, по ходу проходческих работ делались технологические остановки, во время которых при необходимости оперативно заменялся режущий инструмент, осуществлялась промывка трубопроводов, обновлялась смазка элементов, наращивался кабель и транспортная лента. В условиях водонасыщенных грунтов ревизионные и ремонтно-восстановительные работы производились в кессоне. Всего таких остановок

было сделано семь. Для работы в кессоне привлекались специалисты фирмы «СТИС».

До первой остановки ТПМК было установлено 396 колец (пройдено 713 м) тоннеля. До этого остановка была невозможна ввиду высокого риска для объектов, находящихся над местом ведения работ: КАД, железная дорога и АЗС. Первый осмотр режущего органа показал, что практически вся его рабочая поверхность забита тугопластичной глиной с многочисленными включениями крупных валунов. Дальнейший детальный осмотр показал изношенность более 50 % режущих деталей, которые в течение двух недель напряженной работы были заменены новыми.

Губернатор Санкт-Петербурга Г. С. Полтавченко дает старт проходке



Две остановки были осуществлены в районе шахты 627 и далее в районе станционного комплекса станции «Дунайский проспект». В эти периоды, благодаря наличию свободного доступа к ротору с поверхности и, соответственно, максимально удобным условиям работы, был произведен тщательный ремонт, в том числе выполнены сварочные работы по восстановлению и укреплению металлоконструкций ротора твердосплавными элементами ВТS08.

За весь период проходки суммарно было заменено:

- шарошка однодисковая – 103 шт.;
- шарошка двухдисковая – 126 шт.;
- резец – 697 шт.;
- сегмент ковша – 164 шт.;
- центральный забурник – 2 шт.

Новое слово в производстве обделки

Обеспечение проходки элементами обделки тоннеля производилось петербургскими метростроителями своими силами. Для этого в Петербурге в 2012–2013 гг. на базе ЗАО «Метробетон» были построены два новых пролета, в которых установили современную автоматизированную линию по производству железобетонных блоков карусельного типа (производство Herrenknecht Form Work). Производительность линии составила 10 колец в сутки или 300 колец в месяц. Каждое кольцо представляло собой конструкцию из семи сегментов, включая замковый. Внешний диаметр кольца 10,3 м, внутренний 9,4 м, ширина 1,8 м, общий вес 61,5 т.

Обделка доставлялась с завода на площадку крупногабаритным автотранспортом преимущественно в ночное время. Далее блоки опускались на мультитранспортные средства (МТС, которые были впервые применены в петербургском метростроении) и доставлялись на ТПМК. Всего таких МТС было три, что позволило наладить непрерывный процесс доставки материала. Пока одна машина находилась на щите, вторая загружалась, а третья перемещалась в тоннеле.

Коллективная работа

Основным подрядчиком по выполнению проходческих работ выступило ЗАО «Управление-15 Метрострой». Также к проходке были привлечены специалисты филиала ОАО «Метрострой» – Управления механизации, взявшие



Схема развития метрополитена в Санкт-Петербурге

го на себя техническую сторону, содержание и обслуживание техники, навигационную систему, ведение ТПМК. Помимо этого к работе по монтажу обделки, прокладке коммуникаций и другим видам работ было привлечено ЗАО «Метроподземстрой». За время проходки было разработано и утилизировано 335 тыс. м³ породы. В среднем ежесуточный объем выдаваемой породы составлял около 900 м³. Как правило, грунт, не смотря на нали-

чие накопителя, не хранился на площадке, а оперативно вывозился на специализированные отвалы, расположенные за чертой города.

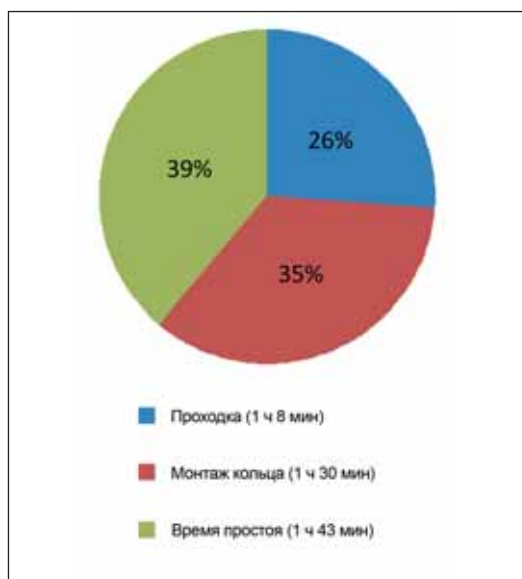
Предварительный анализ проходки первого двухпутного тоннеля показал, что технология оправдывает возложенные на нее ожидания. Скорость по сравнению с традиционной проходкой двух однопутных тоннелей значительно сократилась, качество обделки значительно повлияло на улучшение гидроизоля-

Задняя часть ТПМК



Ремонт ТПМК, шахта 627





Цикл проходки и монтажа одного кольца



Кессон. Контроль давления



Погрузка тьюбинга. Завод Метробетон



Общий вид площадки

Статистика

Наименование	Показатель
Календарные дни	496
Дни в проходке	337
Пройдено, п. м	3783,6
Установлено колец	2102 + 4 технологических кольца после окончания проходки
Средняя эксплуатационная скорость, кол-во/сутки	4,2

ционных свойств и, соответственно, на долговечность сооружения. Главное преимущество данного проекта в том, что появилась возможность строить тоннели метрополитена мелкого заложения без ущерба сооружениям на поверхности.

При реализации подобных проектов в будущем следует принимать во внимание следующее: необходим более точный геологический прогноз трассы тоннеля, плановые осмотры во время проходки и замена режущего инструмента должны производиться регулярно и планомерно, но не реже, чем каждые 300 м. Обслу-

живание проходки требует оперативной реакции как со стороны технического персонала (механики, гидравлики и пр.), так и технологов, контролирующих составы для кондиционирования грунта, нагнетания и пр. Соответственно, для обеспечения бесперебойной работы ТПМК необходимо круглосуточное присутствие определенного состава специалистов, отвечающих за то или иное направление.

Следующим объектом, на котором планируется сооружение двухпутного тоннеля с использованием ТПМК, станет участок Невско-Василеостровской линии от станции «При-

морская» до станции «Беговая» («Улица Савушкина») с промежуточной станцией «Новокрестовская». На этой линии протяженность тоннеля составит 5,2 км, трасса частично пройдет под намывными территориями в районе строящегося стадиона на Крестовском острове. В данный момент ведется демонтаж ТПМК. Параллельно на участке строящегося участка Фрунзенского радиуса производятся работы по строительству трех станций с притоннельными сооружениями: станция «Проспект Славы» глубокого заложения с двумя эскалаторными тоннелями, станция мелкого заложения «Дунайский проспект» и наземная станция «Южная». На Невско-Василеостровской линии сооружается стартовый котлован, на намывных территориях начаты работы по сооружению ограждающей конструкции под будущую станцию «Новокрестовская», ведется обустройство шахтного ствола в районе станции «Приморская» и подготовка под дальнейшее сооружение монтажной камеры. Сдача обоих участков с двухпутными тоннелями намечена на 2018 год.



ПРИМЕНЕНИЕ ТАМПОНАЖНОГО РАСТВОРА ЗА ТОННЕЛЬНОЙ ОБДЕЛКОЙ $D_H = 10,3$ м

APPLICATION OF INJECTABLE GROUT FOR $D = 10,3$ m TUNNEL LINING

С. Ф. Андреев, инженер проекта ООО «Эм-Си Баухеми»

S. F. Andreev, project engineer, company «LTD MC-Bauchemie»

Строительство двухпутного тоннеля между станциями «Южная» и «Проспект Славы» линии 5 Санкт-Петербургского метрополитена велось тоннелепроходческим механизированным комплексом с грунтовым пригрузом и железобетонной обделкой $D_H/D_{BH} = 10,3/9,4$ м. Проект строительства в России двухпутного тоннеля метрополитена реализовывался впервые. Перед специалистами компании «Эм-Си Баухеми» была поставлена задача подобрать высокотехнологичный инъекционный раствор для заполнения строительного зазора между массивом грунта и обделкой тоннеля.

Construction of the track tunnel between stations «South» and «Prospektslavy» line 5 of the Saint Petersburg Metro conducted TBM with EPB and concrete lining 10,3/9,4 m. Project to construct a tunnel subway track in Russia was implemented for the first time. Before the experts of the company «LTD MC-Bauchemie» was tasked to pick up high-tech injectablegrout to fill the gap between building an array of soil and tunnel lining.

Инженерно-геологические условия трассы тоннеля

Инженерно-геологические условия трассы тоннеля подразделяются на следующие три основные группы.

1. В зоне закрепленных грунтов на начальном участке проходки (ПК 243+00) и на небольшом расстоянии от станции «Дунайский проспект» до ПК 270+00 щитовая проходка ведется в моренных отложениях Лужского ледникового периода, которые в основном состоят из песчаных сулинков, крупного щебня, обломков и песчаных линз с вкраплениями щебня в различном процентном соотношении. Эти отложения обладают инженерно-геологическими характеристиками низкой прочности при различной консистенции – от пластичной до твердой. На некоторых участках длиной 250 м в зоне обратного свода проходка пересекает отложения кембрийского периода, состоящие из глин/аргиллитов и песчаников, которые классифицируются как породы с очень низкими показателями прочности на одноосное сжатие. На протяжении около 100 м этого участка трасса пересекает край переходного слоя. Водоносный горизонт проявляется на расстоянии от 1 до 5 м от дневной поверхности.

2. От станции «Дунайский проспект» (ПК 270+00), там, где тоннель идет под уклоном до ПК 276+00, проходка выполняется полностью в породах кембрийского периода, состоящих из глин/аргиллитов с крайне низкими показателями прочности на одноосное сжатие (0–0,15 МПа (0–1,5 бар)) и из кварцевых песчаников с показателями прочности на одноосное сжатие от крайне низких до средних

(0,1–30 МПа (1–300 бар)). На этом участке горизонт залегает на глубине 2–3 м от дневной поверхности.

3. От ПК 276+00 и до демонтажной камеры (ПК 281+52,7) проходка полностью ведется в Котлинском горизонте. Этот пласт состоит из глин/аргиллитов твердой консистенции, характеризующихся как породы с низкими показателями прочности на одноосное сжатие, а также песчаниками с низкими и средними показателями прочности на одноосное сжатие (0,1–30 МПа). На этом участке водоносный горизонт расположен на глубине 2–3 м от дневной поверхности. На первом участке тоннель находится в окружении грунтов с низкими показателями прочности и деформируемости. Такие грунты требуют тщательного расчета давления на лоб забоя с тем, чтобы ограничить уровень просадок. На остальных участках тоннель пересекает формации, представленные рыхлыми породами (переплотненные глины, аргиллиты и песчаники – породы с низкими показателями прочности на одноосное сжатие), не оказывающими негативного влияния на кратковременную устойчивость выработок. Таким образом, можно установить наличие целого ряда типичных условий, которые необходимо изучить с точки зрения устойчивости лба забоя и просадок; тоннель проходится в смешанных условиях в зоне лба забоя или в переходных зонах с различной литологией.

Следует обратить внимание на выводы, сделанные на основании опыта, который был получен в ходе механизированной щитовой проходки от станции метро «Спасская»:

- инженерно-геологические условия в Санкт-Петербурге на данной глубине являются достаточно сложными в связи с сочетанием неблагоприятных инженерно-геологических характеристик самих грунтов и наличием воды;

- некоторые формации характеризуются высокой пористостью; это означает, что при коэффициенте пористости близком к единице или превышающем ее – данные грунты являются очень чувствительными, и, следовательно, имеется риск внезапной потери ими прочностных характеристик в условиях работы в пластичной зоне.

Заполнение пространства за обделкой тоннеля тампонажным раствором определяет успех проходки в целом, так как позволяет снизить осадки грунта вокруг тоннеля, обеспечить равномерный контакт между обделкой и грунтом, обжатие стыков между блоками, удерживать кольцо на положенном месте во время продвижения щита.

Тампонажный раствор для первичного нагнетания

В современных ТПМК с грунтопригрузом заполнение заобделочного пространства всегда выполняется в продольном направлении через трубопроводы, встроенные в оболочку щита, конструкция которых позволяет производить нагнетание одновременно с продвижением щита. Тампонажный раствор подается через шесть трубопроводов, расположенных за системой щеточного уплотнения. В системе подачи предусмотрены запасные линии, необходимые для перенаправления в них потока раствора в случае закупорки основной линии, а также

при техническом обслуживании засорившихся трубопроводов.

При выполнении различных проектов в городских условиях в разных странах подбирают необходимый состав раствора с применением различных видов цемента [1]. Необходимо тщательно подобрать состав тампонажного раствора, который позволит обеспечить адекватные механические характеристики и удовлетворить следующим требованиям в отношении прокачиваемости:

- сохранение высокой пластичности раствора во время длительного хранения и транспортировки;
- сохранение устойчивости при хранении и нагнетании,
- равномерность потока при нагнетании.

Состав раствора и процедуры нагнетания, разработанные в рамках проекта, должны обеспечить постоянную и равномерную подачу раствора по линиям нагнетания, что позволяет гарантировать эффективную работу всей системы и снизить необходимость в ее чистке.

На основании проектных данных разрабатывается и утверждается состав исходного раствора. При этом, как правило, требуется соблюдение таких технических характеристик, как время гелеобразования, прочность при сжатии после определенного временного промежутка (4 ч, 8 ч, 24 ч, 28 дней). В настоящее время применяется широкий диапазон различных растворов, включая растворы с низким содержанием цемента и двухкомпонентные. Таким образом, для получения желаемого результата можно использовать различные методики. При этом необходимо помнить, что применение правильно подобранного раствора не даст желаемого результата или окажется неэффективным при отсутствии надлежащего контроля или в случае несоблюдения предписанного технологического процесса.

Для приготовления раствора с различным содержанием цемента, от 50 до 200 кг/м³ (растворы с низким и средним содержанием цемента), цемент смешивается с различным количеством заполнителя. Объем за-

полнителя в растворе зависит от наличия необходимых материалов в месте проведения работ и от их качества. В раствор также добавляют золу уноса, гидравлическую известь, кремнезем и т. д. В отношении присадок, а также пластификаторов и воздуховывлекающих реагентов рекомендуется изучить продукцию ведущих химических компаний и разработать состав раствора для каждого конкретного проекта с учетом новейших достижений.

Тампонажный раствор готовится за пределами тоннеля в растворяющем узле. Готовый раствор транспортируется в специальную емкость в хвостовой части ТПК, откуда подается в заобделочное пространство.

Согласно стандартам, каждый раз готовится и транспортируется новый раствор для заполнения конкретного объема. Важно отметить, что наличие остатка раствора после очередного продвижения указывает на то, что он был подан не полностью. Рекомендуется разобраться в причинах этого. В любом случае, излишки раствора следует удалить из системы перед подачей свежей порции, что позволит обеспечить надлежащее качество раствора и исключить риск засорения трубопроводов из-за его затвердевания.

Нагнетание раствора в заобделочное пространство – это динамический процесс, параметры которого необходимо контролировать и систематически сопоставлять с проектными величинами. Процесс мониторинга и контроля нагнетания (в целях минимизации потенциальных рисков) включает в себя три основных компонента.

Контроль объема нагнетания: фактический объем поданного раствора сопоставляется с определенным теоретическим объемом заобделочного пространства, который рассчитывается на основе данных одной заходки.

Именно систематическая проверка объема нагнетания лежит в основе контроля проседания поверхности грунта. Теоретический объем раствора, который необходимо подать для заполнения пространства между профилем выработки и внешней поверхностью обделки (если проход-

ческие инструменты не изношены), рассчитывается как разница между общей площадью выработки и сечением по внешнему диаметру обделки; он оценивается в зависимости от суммарной ширины колец обделки.

Водопроницаемость материала/грунта может повлиять на объем подаваемого раствора в сторону увеличения объемов. Значительное превышение объемов подаваемого раствора по сравнению с теоретической величиной может указывать на перебор грунта. В этом случае ситуацию следует проанализировать и выполнить соответствующие мероприятия, описанные в Протоколе проходки.

Контроль давления нагнетания: следует проверить, соответствует ли конечная величина давления проектной величине, которая зависит от давления в призабойной камере. Нагнетание за обделку всегда проводится одновременно с производством тоннелепроходческих работ и должно соответствовать величине, указанной в Протоколе проходки. Помимо минимальной и максимальной величин давления, для каждого отрезка трассы с однородными грунтами следует определять давление в забое и соотносить эти данные с положением форсунок для подачи раствора на щите [2]. Если во время выполнения проходческих работ какая-либо из величин превышена, рекомендуется проверить качество поданного раствора, осмотрев керн из разведочной скважины.

Проверка соответствия характеристик раствора проектным величинам. Приведем список некоторых видов анализа, которые могут быть полезными для успешного применения раствора:

- кривая гранулометрического состава;
- анализ кубиковой прочности;
- анализ разделения на фракции;
- выделение цементного молока на поверхности;
- обрабатываемость состава;
- тест на всплытие;
- тест посредством вискозиметра.

Основные требования к тампонажному раствору:

Таблица 1

Состав тампонажного раствора

Состав тампонажного раствора, кг	Возраст образцов, сут	Масса образца, г	Размеры образца, мм	Средняя плотность затвердевшей смеси, кг/м ³	Предел прочности при сжатии, МПа	Средняя прочность в серии, МПа	Усадка, мм/м (влажные условия хранения)
ПЦ – 167 Песок – 1030 Зола – 48 МП-1 – 685 Вода – 280 МС PF3196 – 4,85 Retard 390 – 3,2	28	545	40×40×160	2130	8,5	8,3	+0,03
		545			8,1		



Сбойка тоннеля диаметром 10,3 м

- обеспечение сохранности геометрии кольца обделки после его сборки,
- прочность на первые сутки – не менее 0,5 МПа,
- сохранение подвижности на протяжении 8 ч,
- прочность тампонажного раствора В7,5.

Ход работ

В 2013 г. Управлением механизации Метростроя перед специалистами ООО «Эм-Си Баухеми» была поставлена задача подобрать высокотехнологичный тампонажный раствор для заполнения строительного зазора между массивом грунта и обделкой тоннеля.

В ходе подбора состава тампонажного раствора (табл.) обсуждались вопросы, связанные с началом строительства тоннеля, и уточнялись следующие основные аспекты, представляющие особый интерес в рамках деятельности по изучению условий строительства тоннеля:

- как правило, грунты, проходимые при строительстве тоннелей метрополитена в Санкт-Петербурге, характеризуются очень плохими инженерно-геологическими характеристиками и обладают высокой чувствительностью к нарушениям, связанным с проведением тоннелепроходческих работ;
- типы грунтов на территории строительства хорошо известны, но локальные стратиграфические условия вдоль трассы данного проекта могут значительно различаться.

На характеристики грунтов было обращено особое внимание по следующим причинам:

- используется щит большего, чем обычно, диаметра, и масштаб влияния тоннелепроходческих работ на окружающие грунты является более значительным;

- фактически, как отмечалось в ходе обсуждений, глубина заложения вдоль всего первого участка трассы (от ст. «Южная» до ст. «Дунайский проспект») над сводом тоннеля равна или очень близка к диаметру тоннеля, что порождает риск появления «эффекта крота» (эффекта выпирания грунта);

- уклон первого отрезка второго участка, который проходится от ст. «Дунайский проспект» до демонтажной камеры близ ст. «Проект Славы» традиционным способом, составляет 4 % на протяжении почти 900 м, для выхода на заданную глубину, которая на 40–42 м ниже, чем глубина на предыдущем отрезке;

- грунты в зоне забоя различны и неоднородны по составу; в одном случае, например, забой целиком находится в очень слабых грунтах, а в другом он полностью окружен твердыми глинами с включениями твердых скальных пород;

- присутствие водоемов в зеленых зонах вдоль трассы тоннеля указывает на то, что гидравлическая нагрузка в проницаемых грунтах полностью соответствует глубине заложения тоннеля; максимальное давление воды на уровне свода тоннеля будет достигать 5 бар;

- на стартовом участке трассы тоннеля располагаются два транспортных объекта, которые необходимо защитить: КАД и железнодорожная линия. Трасса тоннеля идет под этими двумя объектами на глубине 12–15 м.

В ходе работ рецептура тампонажного раствора была откорректирована. Подбор состава тампонажного раствора проводился в соответствии с нормативными документами [3, 4]. На трассе тоннеля встречались участки с очень обводненными грунтами, пониженной температурой окружающего грунта. Для обеспечения качественного тампонажного камня за обделкой было принято

решение о повышении содержания портландцемента в составе раствора до 350 кг.

Заключение

На протяжении всего строительного цикла объекта сталкивались с различными сложностями, которые очень быстро решались совместными усилиями с высококлассными специалистами УМ Механизации Метростроя.

Несмотря на сложности, строительство тоннеля завершилось в указанные сроки с высоким качеством работы.

Впереди нас ждет много интересных проектов и задач.

Ключевые слова

Тампонажный раствор, ТПМК, тоннельная обделка.

Injectable grout, TBM, tunnel lining

Список литературы

1. Пиренко И. В. Тампонажный раствор на основе вяжущего «БИРСС ТМ» // Метро и тоннели. – 2007. – № 3. – С. 24–25.
2. Мазеин С. В. Контроль инъекционного давления твердеющего раствора за обделкой тоннеля и проходческим щитом // Горное оборудование и электромеханика. – 2009. – № 11. – С. 41–45.
3. ВСН 132-92 Правила производства и приемки работ по нагнетанию растворов за тоннельную обделку.
4. СТО НОСТРОЙ 2.27.19-2011 Сооружение тоннелей тоннелепроходческими механизированными комплексами с использованием высокоточной обделки.

Для связи с автором

Андреев Сергей Федорович
Sergey.Andreev@mc-bauchemie.ru



ПРОБЛЕМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ НОВЫХ ЛИНИЙ МОСКОВСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА

PROBLEMS OF DESIGN OF NEW LINES OF MOSCOW METRO

В. Р. Гоппе, к. т. н., Московский государственный университет путей сообщения (МИИТ)

V. R. Goppe, Candidate of Technical Sciences, Moscow State University of Railway Engineering (MIIT)

В статье проведено сравнение европейской методики проектирования подземных транспортных сооружений и методики проектирования линий Московского метрополитена, обозначены принципиальные различия в подходах к проектированию. Даны рекомендации по учету европейского опыта проектирования, негосударственной экспертизе этапов проектирования, типизации геологической среды и оценке воздействия строительства на окружающую среду.

This paper provides comparison of European design techniques of underground transport facilities with methods of design lines of the Moscow Metro and marks fundamental differences in design approaches. There are given recommendations for considering of European designing experience, non-governmental expertise of design stages, typization of the geological and ecological environment.

Объемы и темпы строительства новых и продолжения действующих линий Московского метрополитена в настоящее время велики как никогда.

От того, насколько методически верно, полно, качественно и своевременно будут выполняться проектно-изыскательские работы (ПИР) для строительства зависит результат – планомерное и безопасное строительство и своевременный пуск линий.

Интересно в связи с этим рассмотреть **методику проектирования подземных транспортных сооружений в развитых европейских странах [1].**

Здесь можно выделить следующие четыре этапа процесса проектирования.

I. Предынвестиционный этап

На предынвестиционном этапе разрабатывается *Эскизный проект* будущего сооружения.

В Эскизном проекте:

- на основе геологической информации определяются предварительные геотехнические характеристики массивов пород, в которых предполагается закладка сооружения, разрабатываются предварительная инженерная схема будущего сооружения, варианты трассы с выбором рекомендуемого и общие объемно-планировочные решения сооружения;

- на основе геологической информации и по геотехническим характеристикам массивов пород подбираются и анализируются варианты технологии строительства с выбором рекомендуемого;

- по принятому варианту технологии строительства выполняется предварительная оценка воздействия на окружающую среду (ОВОС) при сооружении объекта;

- по принятому варианту технологии строительства выполняется ориентировочный график строительства;

- по принятому варианту общих объемно-планировочных решений сооружения и технологии строительства определяется ориентировочная сметная стоимость строительства;

- по принятому варианту общих объемно-планировочных решений сооружения и технологии строительства определяется ориентировочный набор оборудования и инженерно-технических систем.

Эскизный проект, таким образом, необходим для выделения наиболее оптимального варианта сооружения, предварительной оценки воздействия на окружающую среду при сооружении объекта и ориентировочной стоимости объекта.

II. Предпроектный этап

На предпроектном этапе разрабатывается *Предварительный проект* будущего сооружения.

В Предварительном проекте:

- на основе Эскизного проекта проектировщик разрабатывает программы инженерных изысканий (в т. ч., в первую очередь, инженерно-геологических);

- выполняются инженерные изыскания и выдаются геотехнические характеристики массивов пород;

- по результатам изысканий и уточненным геотехническим характеристикам массивов пород уточняется трасса и посадка станций линии, разрабатывается инженерная схема будущего сооружения;

- по уточненной трассе и посадке станций линии разрабатываются типовые поперечные сечения конструкций, типовые решения по гидроизоляции и водоот-

воду, разрабатываются технологии сооружения объекта;

- разрабатываются инженерно-технические системы, системы безопасности линии;

- разрабатываются материалы по организации строительства (технология, временные инженерные сети, назначаются отвалы, организация дорожного движения на период строительства);

- обосновывается землеотвод для строящейся линии;

- разрабатывается календарный план строительства;

- разрабатывается предварительная смета на строительство линии (инвесторская смета, которую иногда также называют «слепой»).

III. Этап тендера на строительство

На тендерном этапе разрабатывается *Тендерный проект* будущего сооружения.

В Тендерном проекте:

- ведутся дополнительные инженерные изыскания и выдаются обновленные геотехнические характеристики массивов пород;

- выполняется детальное проектирование всех сооружений объекта строительства.

IV. Этап Детального проекта и Плана организации строительства

В Детальном проекте:

- ведутся дополнительные инженерные изыскания и выдаются обновленные геотехнические характеристики массивов пород;

- выполняется детальная технология проходки и сооружения по уточняемым инженерно-геологическим условиям;

- выполняются детальные чертежи конструкций всех объектов линии.

В Плане организации строительства:

- выполняется детальная геологическая модель с распределением типов инженерно-

геологических условий строительства по трассе линии;

- указываются перечни работ, характер которых должен уточняться в процессе строительства (пригруз забоя, объем водотлива, необходимость опережающего крепления и т. п.);

- указываются прогнозируемые реакции массива пород при проходческих работах, прогнозируемые деформации и т. п.;

- указываются участки линии с особыми строительными требованиями;

- указываются критерии и степени опасности, меры по снижению степени опасности при сооружении подземных объектов линии;

- технология проходки и сооружения по уточняемому инженерно-геологическим условиям.

Уточнение инженерно-геологических условий ведется при строительстве объекта, при необходимости проводится корректировка документации по уточнению.

Рассмотрение европейского опыта проектирования

В результате рассмотрения европейского опыта проектирования можно сделать следующие выводы.

1. На всех этапах проектной подготовки строительства проводится последовательная детализация и уточнение инженерно-геологических условий подземного строительства – можно сказать, что это проходит «красной нитью» сквозь весь проектный и строительный процесс.

2. Уже на этапе Эскизного проекта выполняется предварительная оценка воздействия на окружающую среду (ОВОС) при сооружении объекта.

3. Аналогом принятой в российской практике Проектной документации в европейской является Тендерный проект. На этапе Тендерного проекта смета на строительство не разрабатывается – подразумевается, что стоимость будет определена при тендере.

4. Государственную экспертизу Проектная документация в европейской практике не проходит. Качество Проектной документации обеспечивается при помощи других методов:

- в проекте оцениваются проектные риски (низкого качества проекта, ошибок в проекте, несвоевременной выдачи и т. д.) – необходимые суммы на покрытие закладываются стоимостью контракта;

- заключение определенных типов контрактов на проектирование и строительство (контракт «с вознаграждением (за качество, сроки и т. п.)», контракт «проектируй – строй – сдавай», контракт «проектируй – строй – эксплуатируй – сдавай» и т. д.).

5. Аналогом принятой в российской практике Рабочей документации в европейской практике является Детальный проект.

6. Аналогом принятому в российской практике Проекту производства работ в ев-

ропейской практике является План организации строительства.

Рассматривая вышесказанное, можно констатировать следующее. В отечественной методике проектирования и в реалиях проектирования и строительства новых линий Московского метрополитена отсутствуют важнейшие и необходимые элементы процесса создания проектной продукции – Эскизный и Предварительный проекты (предпроектные проработки концепций строительства – говоря точнее, предпроектные проработки все же проводятся, но не на должном уровне и с крайне недостаточной полнотой проработки). Это, на наш взгляд, не позволяет разрабатывать Проектную и Рабочую документацию на должном техническо-экономическом уровне, существенно удорожает строительство.

Отсутствие этих проектов объясняется обычно субъективными причинами:

- отсутствие материалов инженерно-геологических изысканий в начале проектирования;

- отсутствие материалов по ОВОС в начале проектирования.

- цейтнот – сжатые сроки проектирования и строительства – и, как следствие, одновременное ведение инженерных изысканий, разработки Проектной документации, разработки Рабочей документации и самого строительства.

Кроме того, в конкретном случае проектирования и строительства новых линий Московского метрополитена имеются и другие проблемы, которые тормозят своевременную и качественную разработку материалов ПИР:

- отсутствие промежуточной экспертизы концепций строительства (конструктивно-технологического решения по сооружению линии метрополитена);

- отсутствие научного сопровождения проектирования;

- отсутствие конкуренции и монополизация функций заказчика строительства и генерального проектировщика – функции заказчика и генерального проектировщика сконцентрированы в одной структуре (в одном предприятии).

Оставляя в стороне последнюю проблему, которая является юридической, а не технической, отметим, что следствием указанных выше проблем и причин являются:

- необходимость больших объемов корректировок и переделок Проектной и Рабочей документации в ходе проектирования и строительства.

- следствие больших объемов корректировок и переделок – цейтнот и нехватка специалистов-проектировщиков.

Предложение по методике проектирования линий метрополитена для г. Москвы

Отметим, что ранее в практике советского строительства (в т. ч. транспортно-

го) практиковались такие этапы проектного процесса, как Обоснование инвестиций и Технико-экономическое обоснование (ТЭО).

Обоснование инвестиций – это, по сути дела, аналог Эскизного проекта, а ТЭО – Предварительного проекта.

В настоящее время, на наш взгляд, необходимо возродить практику разработки Обоснования инвестиций и ТЭО.

Разработка Проектной документации на объект (линию метрополитена) должна осуществляться на основе ТЭО на его строительство.

Оптимальный выбор конструктивно-технологического решения по сооружению линии метрополитена в ТЭО позволит инвестору строительства, в конечном счете, при наименьших приведенных затратах денежных средств, с обеспечением надежности и безопасности соорудить и пустить объект в эксплуатацию в необходимые сроки.

Под конструктивно-технологическим решением по сооружению линии метрополитена здесь мы подразумеваем:

- предварительная «посадка» трассы линии метрополитена в плане и профиле;

- назначение основных элементов линии метрополитена – предварительная инженерная схема будущего сооружения;

- выбор конструктивно-технологических решений по сооружению элементов линии метрополитена;

- предварительное назначение основных параметров несущих конструкций сооружений, входящих в состав линии метрополитена.

Работы по ТЭО будущих линий метрополитена необходимо выполнять на основе материалов типизированной геологической среды и типизации агентов воздействия на окружающую среду.

Типизация геологической среды для предпроектных проработок линий Московского метрополитена

Что касается отсутствия материалов инженерно-геологических изысканий для разработки документации предпроектного этапа, этот довод, на наш взгляд, не выдерживает критики. За многие годы изучения и развития территории г. Москвы накоплен достаточный материал для применения его при разработке документации предпроектного этапа.

Практически на всей территории Москвы изучены грунтовые толщи на глубину заложения линий метрополитена и более.

Практически по любому створу в г. Москве с достаточной для разработки документации предпроектного этапа точностью может быть представлен геологический разрез территории (рис. 1), [2].

Изучены и имеются карты геологического материала:

- отложений (четвертичных, дочетвертичных, каменноугольных и т. д.);

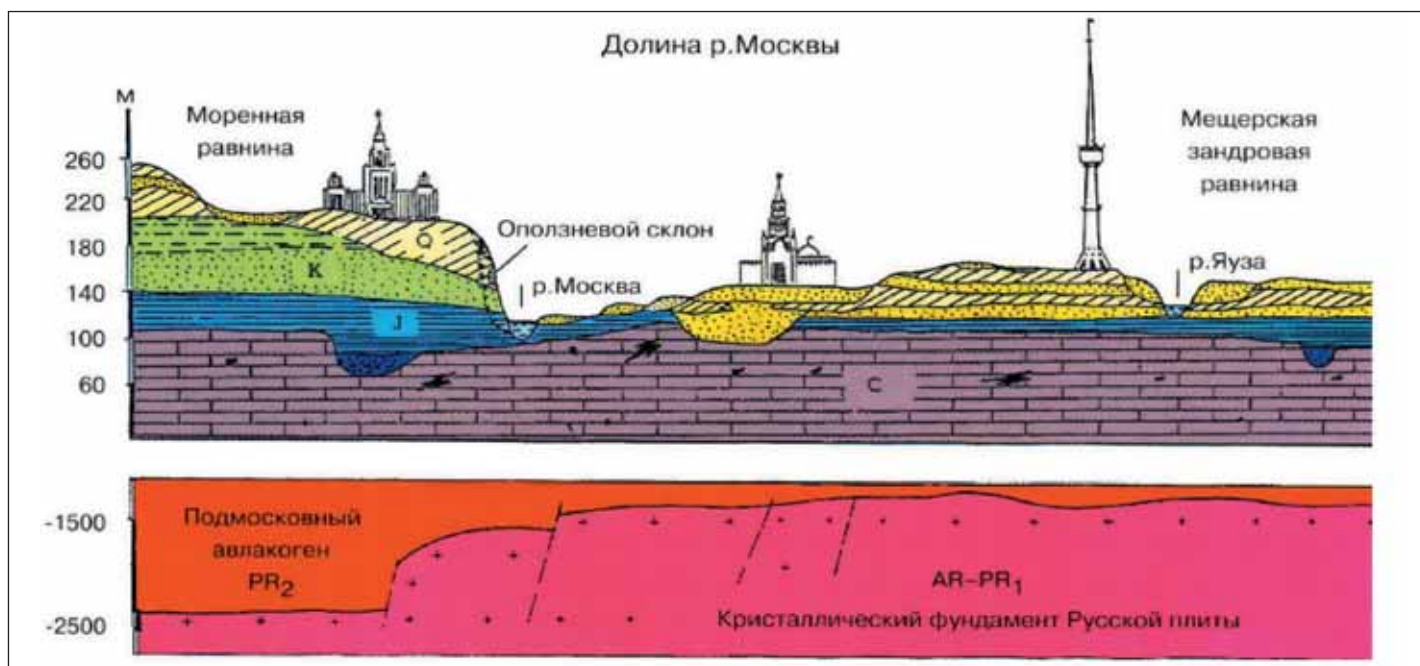


Рис. 1. Схематический геологический разрез территории г. Москвы

- инженерно-геологического районирования;
- гидрогеологические и карты районирования по условиям взаимосвязи водоносных горизонтов;
- с древними погребенными эрозионными врезами (рис. 2);
- карстовой и суффозионной опасности и т. д.

Для ускорения работ на предпроектных этапах на основе этих карт и других материалов необходимо провести типизацию геологической среды на территории г. Москвы - при этом для линий метрополитена необхо-

димо выделить некоторое количество типов строения (типов геологической среды).

Тип геологической среды должен содержать характеристики инженерно-геологических и гидрогеологических условий и конструктивно-технологическое решение по сооружению перегонных и станционных конструкций для данного типа.

Пространственное положение выделенных типов строения геологической среды должно быть отражено на карте, которая может быть использована для предпроектных проработок и составления программ

изысканий для строительства линий метрополитена.

Типизация агентов воздействия на окружающую среду для предпроектных проработок линий Московского метрополитена

Строительство и последующая эксплуатация линии метрополитена – это потенциально опасные процессы, как в техническом, так и в социально-экологическом плане.

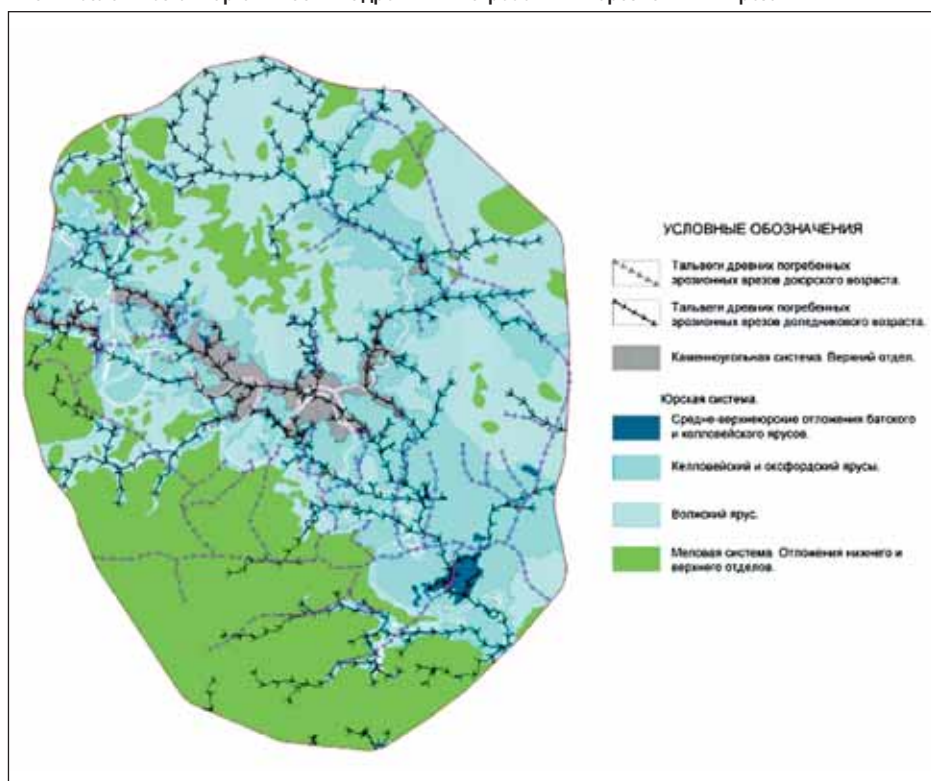
Оценка воздействия строительства на окружающую среду позволяет выявить потенциально возможные последствия и социально-экологические риски, и, выявив, дать материал для их предотвращения или снижения до безопасных уровней.

Исследования выполняются на основе сбора данных статистической отчетности, архивных материалов центральных и местных административных органов, центров санитарно-эпидемиологического надзора Министерства здравоохранения России и службы экологического контроля Государственного комитета Российской Федерации по охране окружающей среды (Госкомэкология России).

Как правило, при строительстве линии метрополитена могут возникнуть следующие потенциально опасные последствия и социально-экологические риски воздействий на окружающую среду:

- изъятие плодородных почв, нарушение растительного покрова и лесного фонда;
- нарушение геологического равновесия – активизация оползневых процессов, карстовые проявления и осадки;
- нарушение гидрологического и экологического баланса подземных и поверхностных вод – источников водоснабжения и водозаборных сооружений;
- складирование и утилизация отходов – эти воздействия могут приводить к загрязнению атмосферы, вод и почвенных слоев;

Рис. 2. Геологическая карта г. Москвы с древними погребенными эрозионными врезами



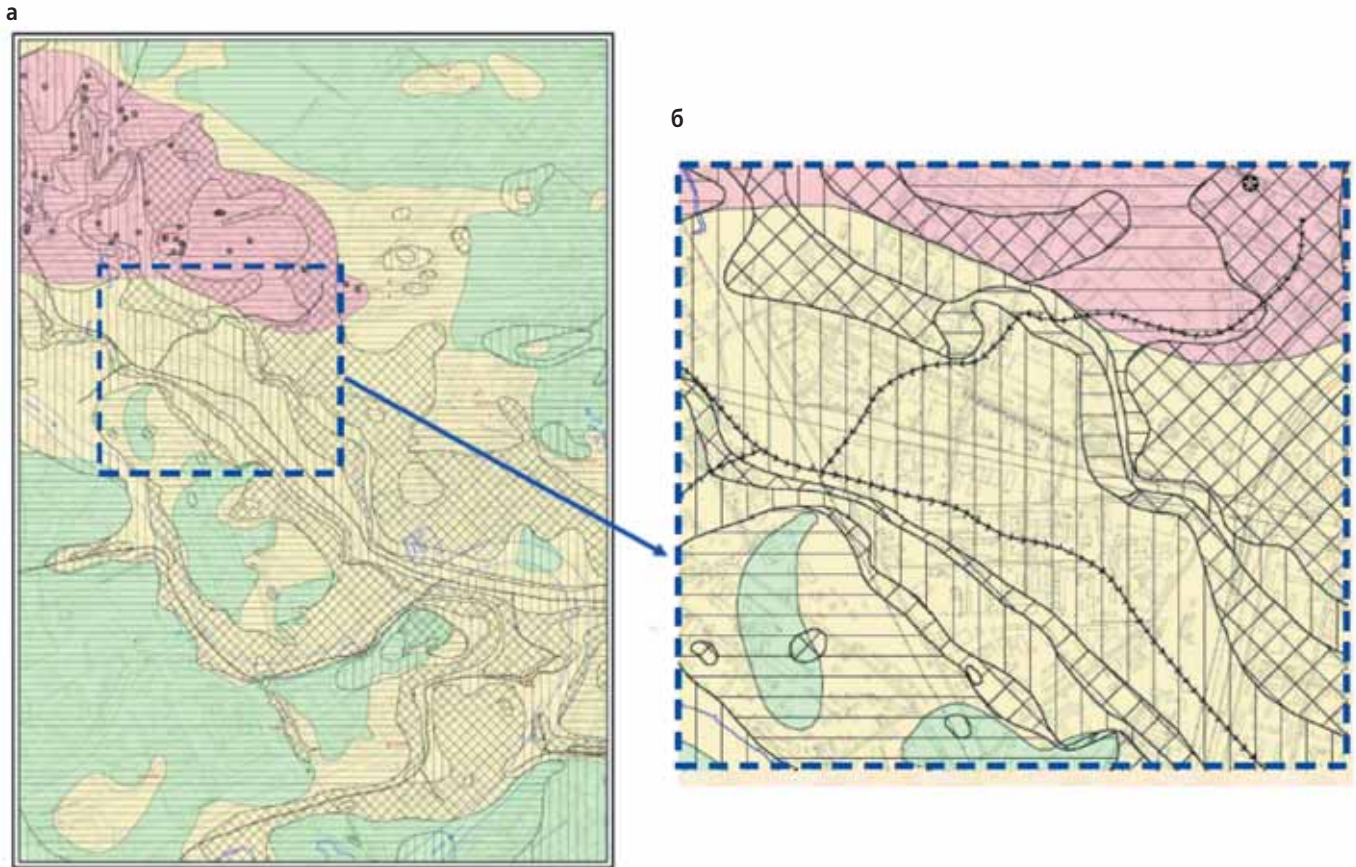


Рис. 3. Карта опасности древних карстовых форм и современных карстово-суффозионных процессов (а); фрагмент карты (б)

- сброс сточных вод и газоаэрозольных выбросов – эти воздействия также могут приводить к загрязнению атмосферы, вод и почвенных слоев;

- физические (шум, вибрация, электромагнитные поля и т. п.) – это воздействия на здоровье населения, экономические, а также и социально-духовные потери.

Вышеуказанные опасные последствия и социально-экологические риски воздействий также можно типизировать на основе имеющихся материалов (рис. 3) и опыта строительства объектов-аналогов.

Выводы

По рассмотренным в данной статье вопросам целесообразно провести научно-исследовательские (научно-практические) работы по следующим темам:

- Разработка методики проектного обоснования инвестиций в сооружение линий Московского метрополитена;

- Типизация геологической среды территории г. Москвы с назначением оптимальных конструктивно-технологических решений по сооружению линий Московского метрополитена;

- Типизация агентов воздействия на окружающую среду при сооружении линий Московского метрополитена.

Разработка и внедрение работ по данной тематике позволит в дальнейшем избежать повышенных затрат при проектировании и сооружении линий Московского метрополитена.

Заключение

В реалиях проектирования и строительства новых линий Московского метрополитена отсутствует важнейший элемент инвестиционного процесса – предпроектные проработки концепций строительства. Это существенно удорожает строительство.

Для того чтобы реально снизить стоимость строительства метрополитена необходимо:

- проводить предпроектные проработки концепций строительства новых линий метрополитена: Обоснование инвестиций и ТЭО с использованием типизированных геологических материалов и агентов воздействия на окружающую среду;

- проводить негосударственную экспертизу концепций строительства с привлечением ведущих научно-исследовательских организаций. Это необходимо, т. к. Государственная экспертиза Проектной документации в своей работе не рассматривает и не анализирует возможные предпроектные концептуальные варианты линий, а рассматривает представленную на экспертизу Проектную документацию как готовую концепцию с минимальными необходимыми требованиями к ней (в силу п. 6, ст. 3 ФЗ № 384 «Технологический регламент безопасности зданий и сооружений»);

- по результатам негосударственной экспертизы утверждать перечень необходимых научно-исследовательских работ для обеспечения эффективной работы

проектных организаций при разработке документации стадии Проектная документация на строительство новых линий метрополитена;

- по результатам негосударственной экспертизы утверждать на НТС Департамента строительства г. Москвы к дальнейшей разработке прошедшие экспертизу концепции и перечень необходимых научно-исследовательских работ;

- на протяжении всего инвестиционного процесса вести уточнение инженерно-геологических условий по трассе проектируемой и сооружаемой линии.

Ключевые слова

Методика проектирования, типизация геологических и экологических условий.

Technique of design, typization of the geological and ecological environment.

Список литературы

1. Х. Вагнер. Проектирование на службе прогресса в подземных сооружениях (из доклада на Международной конференции «Российское и мировое тоннелестроение – взгляд в будущее», Москва, 6 апреля 2005 г.).
2. Москва: геология и город / Гл. ред. В. И. Осипова, О. П. Медведев. – М.: АО «Московские учебники и Картолитография», 1997. – 400 с.

Для связи с автором

Гоппе Виталий Рейнгольдович
vrhoppe@yandex.ru



ОПТИМИЗАЦИЯ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТРОПОЛИТЕНА В МОСКВЕ

OPTIMIZATION OF GEOLOGICAL RESEARCHES FOR SUBWAY PLANNING IN MOSCOW

Е. М. Пашкин, Российский государственный геологоразведочный университет

С. В. Мазеин, Тоннельная ассоциация России

Е. Б. Рябов, Российский государственный геологоразведочный университет

Evgeniy M. Pashkin, Russian state geological prospecting University

Sergey V. Mazein, Executive management of Russian Tunneling Association

Egor B. Ryabov, Russian state geological prospecting University

Специфика технологии проходки тоннелей с использованием щитовых ТПМК существенно меняет отношение к инженерно-геологической информации, необходимой для выбора и реализации вариантов проходки. Детальные геологические изыскания не следует проводить равномерно по всей трассе перегонных тоннелей метро, а только на участках, вызывающих опасения, и в местах планируемого размещения станций и сооружений, возводимых специальными методами проходки. Необходимо создать Фонд по депонированию, анализу и переводу на цифровые носители данных изысканий прошлых лет и поступающую в настоящее время информацию. Необходимо провести типизацию инженерно-геологических условий по фондовым материалам с использованием обратной информационной связи по пройденным тоннелям с применением ТПМК.

The TBM-tunneling technology substantially changes the requirements for necessary engineering-geological information. Detailed geological researches shouldn't be carried out evenly on a whole length of distillation subway tunnels, but only on the sites causing misgiving as well as in places of planned placement of stations and constructions built by special methods of tunneling. Firstly, for this purpose it is necessary to create Fund for deposition, analysis and transfer to digital carriers of these researches of last years and information arriving now. Secondly, use of library information for the typing (standard zoning) of engineering-geological conditions with the simultaneous use of feedback information picked from operating tunnels with application of TBM.

Введение

Инженерно-геологическая информация, получаемая для проектирования и строительства тоннелей метрополитена, характеризуется значительной неопределенностью в связи с дискретностью ее получения. Об этом свидетельствуют признания многих отечественных и зарубежных специалистов [1, 2]. Даже детальные исследования, полученные по существующим в стране нормативным документам, приводят к результатам, отличающимся затем от фактических данных. Иногда эти отличия являются значительными. В таком случае возникают вопросы. Нужна ли такая детализация? До какой степени детализации следует вести инженерно-геологические изыскания?

Несоответствие между сложностями инженерно-геологических условий и применяемыми до последнего времени технологиями сооружения тоннелей привело к разработке инновационных технологий, которые в минимальной степени зависели бы от неопределенности условий взаимодействия проходки тоннелей с геологической средой. Такие технологии были разработаны в последние десятилетия и нашли

широкое применение в мировой практике строительства тоннелей. Их главная особенность заключается в использовании высокотехнологичных тоннелепроходческих механизированных комплексов (ТПМК). Специфика технологии проходки тоннелей с использованием щитовых ТПМК существенно меняет отношение к инженерно-геологической информации, необходимой для выбора и реализации вариантов проходки [3].

В связи с этим возникают вопросы – сохранится ли возможность проектирования тоннелей с использованием новых технологий, полагаясь только на «картиночные» разрезы, сохраняющие неопределенность? Или необходимо получить результаты взаимодействия ТПМК с геологической средой, выполнив исследования в типовых инженерно-геологических условиях в процессе проходки? Тогда в распоряжении проектировщика и строителя окажется более гибкая система регулирования взаимодействия ТПМК с грунтовым массивом. По нашему мнению, невыразительные инженерно-геологические разрезы сейчас не передают проектировщику и строителю даже минимально необходимых данных.

Решение инженерно-геологических проблем

Выработанные ранее требования к инженерно-геологическим условиям города Москвы сохранились до сих пор практически без изменений. Найденные адекватные этим условиям технические решения по проходке тоннелей стали нормой для сооружения последующих трасс московской подземки. Однако остается открытым вопрос, насколько эта норма остается оптимальной в наш век технологического прорыва в использовании подземного пространства. Внедрение разработанных в последние десятилетия технологий с применением щитов ТПМК в процесс сооружения тоннелей позволяет нейтрализовать целый ряд негативных последствий, связанных со сложной и неоднородной структурой геологической и гидрогеологической среды. Во многом разработка этих технологий была связана именно с преодолением трудностей проходки тоннелей. Трудности чаще всего были порождением неопределенностей, сохраняющихся даже при детальных схемах проведения инженерно-геологических исследований.

Таким образом, созданная в изучении геологической среды города технология получения геологической информации для стро-

ительства тоннелей приблизилась к тупиковой ситуации. Выход был найден в «революционном» изменении общей концепции самой технологии создания готовых тоннельных сооружений. Применяемые тоннельные технологии позволяют изменить отношение к инженерно-геологической информации. Она должна быть адресной и определять технологические возможности и не должна быть избыточной. Прежде всего, должна быть сокращена номенклатура изучаемых показателей свойств грунтов. В большинстве случаев не оправдано определение фильтрационных свойств, поскольку отпала необходимость оценки водопритоков в закрытый забой тоннеля. Закрытый забой тоннеля при проходке обеспечивается герметичными щитами с пригрузной средой. Для этих щитов важно заранее рассчитать давление пригрузки исходя из физико-механических характеристик грунта, определяемых предварительными геологическими изысканиями.

Некоторые из этих характеристик могут уточняться в процессе проходки. Например, при бентонитовом пригрузе разрабатываемый грунт деаэрируется (освобождается от воздушных пор) перед попаданием в трубопроводный транспорт. По результатам измерений входящего и исходящего потоков в трубах можно определять объем деаэрируемого извлекаемого грунта. Этот показатель объема тесно связан с показателем плотности грунта, зависящим от водонасыщения массива и уровня грунтовых вод.

Проходка современными герметичными щитами не требует подробных геологических изысканий, поскольку рассчитана на широкий диапазон инженерно-геологических условий. Тем более в ситуации, когда скорость сооружения готового тоннеля значительно выше, чем скорость бурения разведочных скважин. Сложившаяся ситуация должна изменить идеологию инженерно-геологических изысканий, поскольку применение укоренившегося подхода выглядит анахронизмом. Детальные геологические изыскания не следует проводить равномерно по всей трассе перегонных тоннелей метро, а только на участках, вызывающих опасения, и в местах планируемого размещения станций и сооружений, возводимых специальными методами проходки.

Применение фондовых материалов при геологических изысканиях

Существенным фактором, требующим необходимой корректировки объемов проводимых инженерно-геологических изысканий на освоенной территории города, является использование информации, полученной за прошлые годы (фондовые материалы). Эта информация представлена пробуренными скважинами, число которых на территории города превышает 1,2 млн. Кроме того, сохранилась исполнительная документация нескольких сотен километров пройденных в Москве тоннелей в разных инженерно-геологических условиях, а число

определений показателей свойств грунтов насчитывает несколько сотен миллионов.

Сам по себе объем изысканий не определяет конечного результата сооружения тоннелей и не может быть мерилем успешного его завершения. Дело не в количестве информации, а в умении грамотно её использовать и адресовать в процессе принятия решений. Поэтому оптимизация инженерно-геологических изысканий предопределяется не только использованием инновационной технологии проходки тоннелей. Важно уметь использовать интеллект специалистов, от которых зависит принятие правильных решений с использованием ограниченного объема материалов изысканий и фондов. Необходимо выработать общее представление специалистов о решениях отмеченных проблем.

Сложившаяся в настоящее время обстановка дает основание не только прогнозировать тенденцию развития будущих условий взаимодействия тоннелестроительной технологии ТПМК с геологической средой города. Сейчас есть возможность серьезно корректировать и актуализировать методы инженерно-геологического исследования подземного пространства.

Какие методы и технические средства могут прийти на смену существующим подходам? По существу необходимо привести в соответствие два положения.

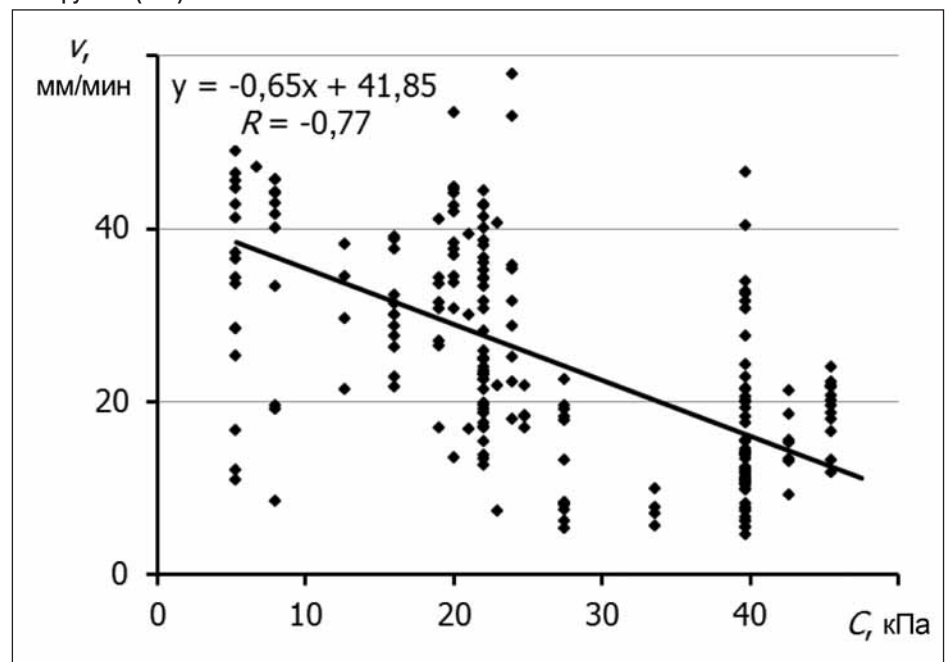
Первое – максимальное использование фондовой информации с обоснованием необходимого корректирующего объема инженерно-геологических работ при проектировании. Это касается не только графических материалов, но и цифровой информации, а также анализа осложнений на аварийных участках пройденных тоннелей.

Для этого необходимо при Комитете по архитектуре и градостроительству г. Москвы создать Фонд по депонированию, анализу и пе-

реводу на цифровые носители данных изысканий прошлых лет и поступающую в настоящее время информацию. Требуется сделать вполне доступным получение этой информации для проектировщиков и изыскателей. Такую службу можно организовать по примеру того, как это сделано в Санкт-Петербурге согласно Постановлению правительства города.

Второе – провести типизацию инженерно-геологических условий по фондовым материалам с использованием обратной информационной связи по пройденным тоннелям с применением ТПМК в степени, необходимой для принятия управляющих решений. При установлении причинно-следственных связей в структуре взаимодействия элементов системы «ТПМК – геологическая среда», самоорганизующих процесс разработки горных пород при сооружении тоннелей, важным становится исследование обратных информационных связей. Их получение снижает неопределенность скрытой структуры взаимодействия роторного рабочего органа с геологической средой. Поскольку невозможно непосредственно оценить воздействие разрушающей энергии рабочего органа щита на грунтовой массив, остается лишь опосредованная оценка этого разрушающего процесса, например, по скорости проходки комбайна в конкретных горно-геологических условиях. Но за этим параметром может быть скрыт специфический признак, который определяет скоростной режим проходки. Подобная опосредованность, безусловно, базируется на ряде посылок, одна из которых связывает скорость проходки с одним из важных показателей свойств грунтового массива – удельным сцеплением грунта, являющимся промежуточным звеном в структуре взаимодействия рабочего органа ТПМК и грунтового массива. Такая зависимость показана на рис. 1.

Рис. 1. Зависимость скорости проходки v (мм/мин) щита диаметром 6,28 м от удельного сцепления грунта C (кПа)



Коэффициенты корреляции R линейных зависимостей показателей физико-механических свойств грунтов

Таблица 1

Показатели физико-механических свойств	ρ	C	φ	E
ρ	1	0,16	0,46	0,65
C	0,16	1	-0,87	-0,33
φ	0,46	-0,87	1	0,4
E	0,65	-0,33	0,4	1

Технологическая типизация инженерно-геологических условий и участков строительства тоннелей с применением ТПМК

Технологическая типизация инженерно-геологических условий – объединение осваиваемых участков подземного пространства, сходных по набору признаков, в определенные инженерно-геологические типы при выбранной технологии проходки.

Набор признаков может быть первичным (инженерно-геологические свойства) и вторичным (показатели технологии взаимодействия с геологической средой – массивом).

Следует иметь в виду, что некоторые показатели физико-механических свойств горных пород тесно коррелируют между собой. Поэтому для создания технологической типизации важно определить наиболее независимые друг от друга показатели свойств, которые будут при этом наиболее сильно влиять на выбранные технологические показатели для ТПМК.

Технологическая типизация инженерно-геологических условий должна учитывать, в частности, технологические характеристики проходки: проходческие усилия и извлекаемый объем грунта в конкретных горно-геологических условиях как показатель взаимодействия механизированного комплекса с геологической

средой, а также давления пригруза и грунтовых вод на забой и т. д.

По необходимости в пределах выделенных типов должны уточняться границы типовой гидрогеологической обстановки и выявляться слабые звенья, изучению которых при строительстве тоннелей следует уделять большое внимание. При этом необходимо проводить часть инженерно-геологических исследований при мониторинге проходки тоннелей.

Таким образом, анализ зависимости технологических параметров от особенностей инженерно-геологических условий, полученный при сооружении тоннелей с применением проходческих щитов, становится основой для разработки типизации инженерно-геологических условий. Цель типизации в этом случае должна заключаться в определении технологической аттестации проходки, в частности, ее скорости как основного показателя взаимодействия ТПМК с грунтовым массивом.

В качестве исходных данных для оценки состояния грунтового массива служат следующие показатели физико-механических свойств грунта:

- плотность ρ , г/см³;
- удельное сцепление C, кПа;
- угол внутреннего трения φ , градус;
- модуль объемной деформации E, МПа.

Для характеристики типа грунта выявляем два наименее взаимосвязанных показателя

физико-механических свойств. Для этого находим линейные зависимости каждой пары показателей и коэффициенты корреляции (табл. 1).

Наименее слабой взаимозависимостью обладают показатели ρ и C, полученные при изучении образцов керна. Для этих средневзвешенных показателей находим наиболее соответствующие им технологические показатели проходки 14-метровым щитом с гидропригрузом. Определяем такие технологические показатели проходки, которые наиболее зависимы от свойств взаимодействующей геологической среды:

- извлекаемый объем деаэрированного песка V (м³/цикл) или вес извлекаемого грунта W, т/цикл) [4];
- суммарное усилие проходки F (МН);
- усилие прижима ротора F_C (МН) [5];
- вращающий момент ротора M (МН·м).

Находим влияние показателей ρ и C на технологические показатели и коэффициенты корреляции (табл. 2). Так же находим наименее влияющую друг на друга пару технологических показателей с минимальным коэффициентом линейной корреляции.

Наиболее независимы друг от друга технологические показатели V и M. На показатель V более всего влияет плотность ρ (R = 0,8), что для выбора этой пары показателей физически объяснимо. Чем меньше объем аэрации, тем больше плотность несвязного грунта (рис. 2).

Показатель C более всего влияет на показатели F (линейная зависимость с R = 0,85) и M (линейная зависимость с R = 0,77). F имеет сильную линейную связь (зависимость с R = 0,75) с уже выбранным показателем V. Предпочтительней будет выбор показателя M, у которого эта связь более слабая (зависимость от V с R = 0,54). Таким образом, чем больше внутреннее сцепление в грунте, тем сильнее сопротивление резанию с возрастанием вращающего момента ротора M (рис. 3).

Показатель скорости проходки v имеет низкие коэффициенты корреляции с другими технологическими показателями V, F, F_C, M (0; 0,43; 0,41; 0,26 соответственно).

Таблица 2

Коэффициенты корреляции R линейных зависимостей показателей физико-механических свойств грунтов и технологии

Показатели физико-механических свойств / технологические показатели	ρ , г/см ³	C, кПа	V, м ³ /цикл	F, МН	F _C , МН	M, МН·м
V, м ³ /цикл	0,80	0,75	1	0,75	0,75	0,54
F, МН	-0,10	0,85	0,75	1	0,84	0,7
F _C , МН	-0,32	0,65	0,75	0,84	1	0,86
M, МН·м	0,24	0,77	0,54		0,86	1

Именно показатель v больше всего интересует проектировщиков и строителей, количественно определяя сроки возведения тоннелей. При этом показатель извлекаемого объема V не зависит от скорости проходки и определяет качество возведения тоннеля, влияя на осадку поверхности над ним.

Для технологической типизации геологической среды наиболее перспективно использование пары технологических показателей V и v , а также соответственно связанных с ними показателей геологических свойств ρ и C . В направлении изучения связи скорости проходки v с типом грунта (показатель C) требуется еще ряд дополнительных исследований.

Выделение типов строения геологической среды по фондовым и корректирующим материалам, дополненными технологическими параметрами, позволит обеспечить проектировщиков и строителей технологической картой с указанием основных операций и необходимых для проходки тоннелей режимов. Технологическая типизация геологических условий с изученным влиянием их на технологию ТПМК обеспечит более гибкий и эффективный процесс регулирования сооружения тоннелей в изменяющихся геологических условиях Москвы.

Заключение

При разумной систематизации и статистической обработке архивных материалов и результатов мониторинга проходки тоннелей можно создать технологическую типизацию геологической среды для целей проектирования и строительства подземных сооружений в городе.

Результаты технологической типизации можно уточнять и корректировать материалами мониторинга, проводимого в процессе строительства тоннелей.

Технологическую типизацию геологической среды следует рассматривать как метод установления типовых процессов вещественного и энергетического обмена между взаимодействующим роторным рабочим органом и геологической средой, а также сбора и архивирования информации в виде обобщенных показателей инженерно-геологических условий.

Этот метод позволит весьма эффективно проектировать и строить тоннели, поскольку в нем скрыты значительные временные и финансовые ресурсосбережения.

Результаты технологической типизации можно уточнять и корректировать материалами мониторинга, проводимого в процессе строительства тоннелей.

Ключевые слова

Геологическая информация, проходка с ТПМК, типизация, обратная связь.

Geological information, TBM-tunneling, typing, feedback.

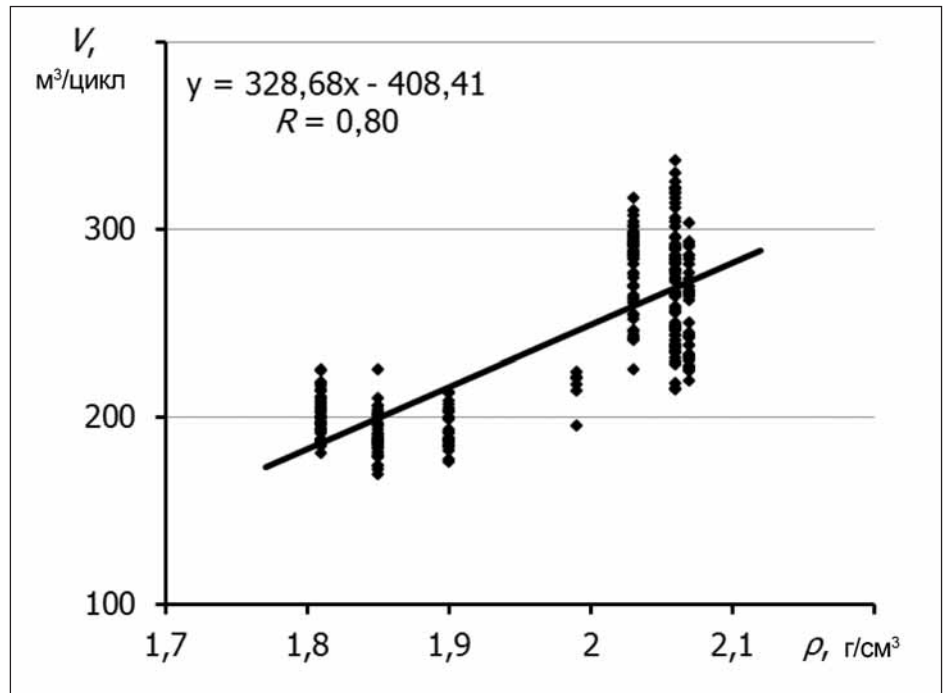


Рис. 2. Линейная зависимость извлекаемого объема деаэрированного песка от средневзвешенной плотности образцов грунта

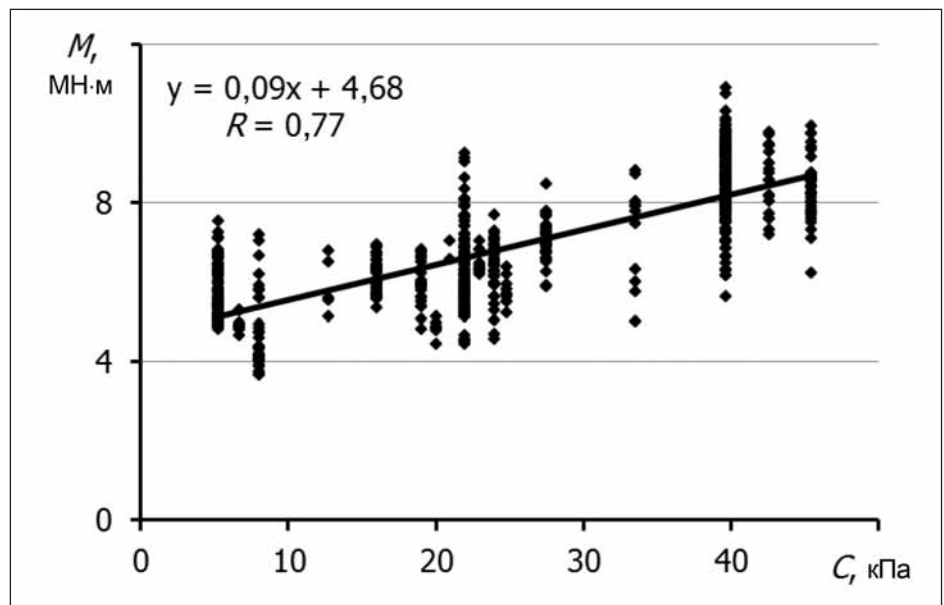


Рис. 3. Линейная зависимость вращающего момента M (МН·м) ротора от средневзвешенного удельного сцепления C (кПа) грунта

Список литературы

1. Пашкин Е. М. Инженерно-геологические исследования при строительстве тоннелей. – Санкт-Петербург: Геореконструкция. 2013.
2. Charles, H. 1976. DOWDING Comparison of predicted and Encounred geology For Seven Colorado Tunnels// Proceeding of Rapid Excavation and Tunnelling Conference. – New York.
3. Крохалев Б. Г., Мазеин С. В. Оценка технологических параметров щитовой проходки при сложной геологии грунтов // Безопасность труда в промышленности. – № 6. – 2010. – С. 17–20.
4. Мазеин С. В. Оперативный контроль объема и веса выемки грунта механизированной щитовой проходкой тоннелей

метрополитена // Горное оборудование и электромеханика. – 2009. – № 6. – С. 2–7. <http://www.novtex.ru/gormasb>

5. Мазеин С. В. Использование характеристик прижима ротора для контроля запаса суспензионного пригруза при тоннельной щитовой проходке // Горное оборудование и электромеханика. – М. – 2010. – № 3. – С. 2–8.

Для связи с авторами

Пашкин Евгений Меркурьевич
empashkin@yandex.ru
Мазеин Сергей Валерьевич
maz-bubn@mail.ru
Рябов Егор Борисович
ryabov.egor.br@yandex.ru



К ВОПРОСУ О КАТЕГОРИРОВАНИИ ГОРНЫХ ПОРОД ПО ТРУДНОСТИ ИХ РАЗРАБОТКИ

ON THE ISSUE OF CATEGORIZATION OF ROCKS ON THE DIFFICULTIES OF THEIR DEVELOPMENT

В. А. Фокин, д. т. н., ведущий научный сотрудник, Федеральное государственное бюджетное учреждение науки Горный институт КНЦ РАН

V. A. Fokin

Для условий подземного строительства вопрос категорирования горных пород по трудности их разработки имеет принципиальное значение, поскольку связан с оплатой выполненных работ и нередко служит причиной конфликтов между заказчиком и подрядной организацией, выполняющей такие работы. В этой связи в статье предлагается методика корректировки категории пород по СНиП с учётом условий их разработки.

For the conditions of underground construction question categorization of rocks on the difficulty of the development is of fundamental importance, since it is connected with the payment of work performed and often causes conflicts between the customer and the contractor performing such work. In this regard, the article proposes a methodology adjustment categories rocks snip considering the conditions of their development.

И для кого не секрет, что в практике подземного строительства вопрос категорирования горных пород по трудности их разработки имеет принципиальное значение, поскольку связан с оплатой выполненных работ и нередко служит причиной конфликтов между заказчиком и подрядной организацией, выполняющей такие работы. При этом вопрос расценок напрямую связан с так называемой «категорией пород по СНиП» (обозначим её как $K_{\text{СНиП}}$), определяемой по соответствующей шкале (рис. 1) в зависимости от коэффициента крепости породы по шкале проф. М. М. Протоdjяконова ($f = \sigma_{\text{сж}}/9,81$, где $\sigma_{\text{сж}}$ – предел прочности на одноосное сжатие, МПа).

На страницах этого журнала уже была отмечена актуальность данного вопроса и даже предприняты попытки его решения различными (в том числе и достаточно спорными) методами: начиная с утверждения о том, что «единственным фундаментальным свойством горных пород является их удельный вес» и последующей формализованной «привязки» прочности $\sigma_{\text{сж}}$ к этому «фундаментальному свойству» с использованием «согласующего размерности» числового коэффициента [2, 3] и заканчивая оперированием такими понятиями как «упругий потенциал» и «квантово-механическая природа всего сущего» [4].

Попробуем решить задачу более простым, но логически очевидным и физически обоснованным способом.

Начнём с того, что само значение $\sigma_{\text{сж}}$ неоднозначно: например, согласно ГОСТ

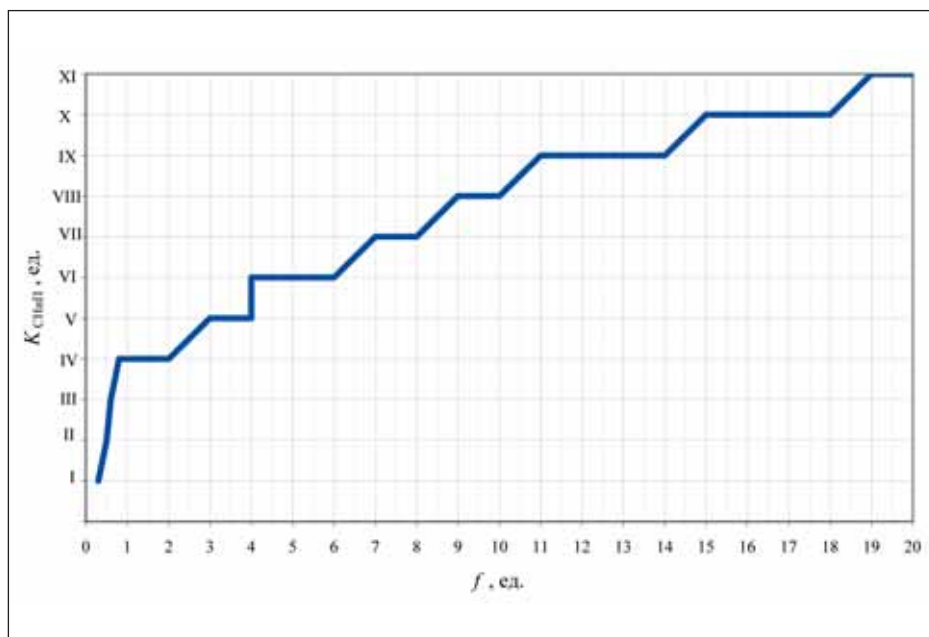


Рис. 1. Графическое представление взаимосвязи f и $K_{\text{СНиП}}$ (по данным, приведенным в [1])

21153.2-75 испытания образцов на одноосное сжатие проводятся при соотношении высоты образца к его диаметру $b/d = 0,9-1,1$, а величина $\sigma_{\text{сж}}$ определяется как

$$\sigma_{\text{сж}} = F/S_0,$$

где F – сила, при которой происходит разрушение образца,

S_0 – начальная площадь поперечного сечения образца.

Затем появился новый ГОСТ 21153.2-84, отменяющий предыдущий и объявляю-

щий, что отныне испытания образцов на одноосное сжатие допускается проводить при соотношении высоты образца к его диаметру $b/d = 0,7-2,0$, а величина $\sigma_{\text{сж}}$ определяется как

$$\sigma_{\text{сж}} = k_b \cdot F/S_0,$$

где k_b – поправочный коэффициент на высоту образца, учитывающий соотношение b/d (табл.).

Но тогда возникает интересный вопрос: получается, что значения предела прочнос-

Таблица

Значения поправочного коэффициента k_σ

h/d , ед.	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
k_σ , ед.	0,68	0,72	0,76	0,8	0,86	0,90	0,94	0,97	1,0

ти $\sigma_{ск}$, полученные до вступления в силу нового ГОСТа, с его вступлением в силу становятся некорректными? Этот же вопрос можно сформулировать по-другому: получается, что нормативный документ (ГОСТ) определяет физическое свойство породы? Звучит как-то странно. И это – только первый момент, влияющий в конечном итоге на параметры f и $K_{СНИП}$.

Второй момент заключается в следующем. С определённой оговоркой можно согласиться с тем, что прочность $\sigma_{ск}$ более-менее адекватно отражает трудность разрушения породы. Но – только **образца**, только **в ненагруженном состоянии** и только **в лабораторных условиях**. Реальная разработка породы производится в условиях породного массива и на определённой глубине, которая в силу существования такого фундаментального явления как гравитация приводит к появлению потенциальной упругой энергии, обусловленной (как минимум) давлением выше лежащей толщи породного массива.

Отсюда следует важный вывод: для того, чтобы разрушить единичный объём породы в реальных условиях породного массива, мы должны вначале «нейтрализовать» дополнительную упругую энергию, обусловленную действием природных условий размещения этого объёма (то есть привести разрушаемый объём в ненагруженное состояние, соответствующее лабораторным условиям, в которых производилось определение прочности $\sigma_{ск}$), а уже затем – упругую энергию собственно разрушения этого породного объёма. Иными словами, удельная (на единицу объёма) энергия разрушения породы в условиях породного массива определяется как

$$A_\Sigma = A_p + W,$$

где A_p – удельная энергия хрупкого разрушения породы **в ненагруженном состоянии**, Дж/м³;

W – удельная упругая энергия, обусловленная **условиями размещения** разрушаемого породного объёма, Дж/м³.

Суть предлагаемой методики корректировки категории пород по СНИП с учётом условий её разработки заключается в следующем.

Представляется, что прочность $\sigma_{ск}$ не может рассматриваться как физическое свойство. Она лишь отражает несущую способность конструктивного элемента (образца породы) в данных конкретных условиях, предписанных ГОСТом (соотношение высоты образца к его диаметру 2:1, свободная боковая поверхность образца, одноосное на-

гружение с определённой скоростью). Вместе с тем, само понятие «разрушение» предполагает разрыв сплошности, который проявляется при различных формах нагружения (сжатие, сдвиг, кручение), но при разных конечных усилиях, определяющих соответствующие «пределы прочности» («прочность при сжатии», «прочность при сдвиге», «прочность при кручении»). Поэтому единственной прочностной характеристикой, которую действительно можно рассматривать как реальное физическое свойство, является предел прочности на разрыв (σ_p , МПа).

Исходя из этого, поступим следующим образом: величину числового коэффициента, отражающего степень повышения «технологической прочности» разрушаемой породы в условиях породного массива, будем определять как

$$k_\sigma = \sigma'_p / \sigma_p,$$

где σ_p – предел прочности породы на разрыв по результатам лабораторных испытаний, МПа;

σ'_p – эквивалентный предел прочности породы на разрыв с учётом условий размещения разрушаемого породного объёма в массиве, МПа.

Соответственно получаем

$$k_\sigma = (1 + W/A_p)^{0.5}.$$

Учитывая общую структуру формул для определения параметров A_p и W

$$A = 0,5 \cdot \sigma^2 / (\gamma_n \cdot c_p^2),$$

где γ_n – объёмный вес породы, кг/м³;

c_p – скорость распространения продольных волн в породе, м/с, получаем:

$$k_\sigma = [1 + (\sigma_{всл} / \sigma_p)^2]^{0.5},$$

где $\sigma_{всл}$ – максимальное естественное напряжение, обусловленное условиями размещения разрушаемого породного объёма (в простейшем случае это гравитационное давление $\sigma_{гн}$ от веса выше лежащей толщи пород), МПа.

Тогда эквивалентное значение коэффициента крепости f' , соответствующего условиям ведения горных работ, определится как

$$f' = k_\sigma \cdot f.$$

Если коэффициенту крепости f соответствует определённая категория $K_{СНИП}$, то новому значению f' будет соответствовать новое значение $K'_{СНИП}$. При этом разница меж-

ду $K_{СНИП}$ и $K'_{СНИП}$ будет зависеть от величины действующих в нетронутым массиве максимальных напряжений, приводящих к необходимости «нейтрализации» дополнительной удельной упругой энергии W для создания условий разрушения рассматриваемого породного объёма, но уже в разгруженном состоянии.

Выводы

Несмотря на то, что изложенные результаты носят несколько упрощённый характер, показано главное: трудность разработки породы зависит не только от её физической прочности, но и от условий, в которых эта разработка производится. Поэтому представляется вполне логичной и обоснованной необходимостью учёта этих условий при категорировании разрабатываемых пород для последующей оценки стоимости выполненных работ. Особенно актуальным этот вопрос становится при проходке горных выработок в условиях тектонически напряжённых скальных массивов, когда тектонические напряжения могут превышать гравитационные и когда трудность не только бурения шпуров, но и взрывного дробления породы проявляется со всей очевидностью.

Ключевые слова

Горная порода, категория породы, коэффициент крепости, условия разработки, методика корректировки.

Rock, rock category, the ratio of the fortress, the conditions of development, methods of correction.

Список литературы

1. *Нормативный справочник по буровзрывным работам / Авдеев Ф. А., Барон В. Л., Гуров Н. В., Кантор В. Х. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра. – 1986. – 511 с.*
2. *Абрамчук В. П., Педчик А. Ю., Костенко В. В., Меденков Ф. Г., Чмыхалова С. В. Проблемы категорирования горных пород по трудности их разработки // Метро и тоннели. – 2013. – № 6. – С. 20–22.*
3. *Абрамчук В. П., Педчик А. Ю., Костенко В. В., Меденков Ф. Г. К вопросу о методологических основах категорирования грунтов по трудности их разработки // Метро и тоннели. – 2014. – № 6. – С. 18–20.*
4. *Абрамчук В. П., Педчик А. Ю., Костенко В. В., Меденков Ф. Г. О собственной внутренней упругой энергии горных пород и её роли в вопросах геомеханики // Метро и тоннели. – 2014. – № 6. – С. 21–23.*

Для связи с автором

Фокин Виктор Алексеевич
fva666@goi.kolascnet.ru; fva111@mail.ru

РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТОННЕЛЬНОГО ТИПА НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

STRENGTH AND CRACK GROWTH RESISTANCE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF TUNNEL TYPE ON THE HIGHWAYS

М. Х. Миралимов, доцент, Ташкентский автомобильно-дорожный институт
Чун Кок Кеонг, адъюнкт-профессор, Университет Саинс, Малайзия
Онг Чонг Йонг, аспирант, Университет Саинс, Малайзия

M. H. Miralimov, associate professor, Tashkent Automobile and Road Institute
Choong Kok Keong, associate professor, University Sains Malaysia
Ong Chong Yong, PhD student, University Sains Malaysia

Железобетонные сводчатые конструкции тоннельного типа являются весьма перспективным типом конструкций, обладающим многими преимуществами по сравнению с обычными конструкциями, широко применяющимися на сети автомобильных и железных дорог.

Приданием поперечному сечению сводов складчатого (треугольного, трапециевидного) или волнистого очертания можно добиться соответствующего уменьшения расхода материалов и при этом сохранить несущую способность конструкции.

Учитывая эти преимущества, для широкого внедрения железобетонных сводчатых конструкций в строительство важно определить их несущую способность с проведением соответствующих расчетов на прочность и трещиностойкость.

В 2012–2014 гг. компания Rivo precast запатентовала и возвела железобетонное двухшарнирное сооружение под высоту насыпи до 1 м пролетом 20 м в Малайзии из сборных железобетонных сводчатых элементов складчатого поперечного сечения, изготовленных на заводе той же компании. В настоящее время продолжается осмотр этих сооружений до ввода в эксплуатацию.

По заказу руководства Rivo precast для проверки эксплуатационной надежности сборной конструкции автоами исследована её несущая способность. В данной статье рассмотрены методика и результаты расчетов арочной железобетонной конструкции тоннельного типа со складчатым поперечным сечением на прочность и трещиностойкость при воздействии постоянных и временных нагрузок.

Reinforced concrete vaulted tunnel designs type are very perspective type of structures and having many advantages compared to conventional designs, they are widely used in the highway and railway system.

Making a folded shape of cross-section of arches (triangular, trapezoidal), or wavy shape can achieve a corresponding reduction in the consumption of materials and at the same time maintaining its carrying capacity.

Given the above advantages for the widespread introduction of reinforced concrete in the construction of vaulted structures, a very important task is to determine the bearing capacity with performing the appropriate calculations on strength and crack growth resistance.

In 2012–2014 years «Rivo precast» Ltd Company had patented and built in Malaysia a double-joint reinforced concrete design under embankment with height till 1 m and span 20 m of precast component of folded cross-section manufactured at the plant of the same company. At present is an ongoing examination of these structures up to commissioning.

By order of directory of Ltd. «Rivo precast» for the inspection the operational reliability of the precast unit authors have studied its carrying capacity. This article describes the technique and the results of strength and crack growth resistance analysis of reinforced concrete arched structure of a tunnel-type with folded cross section exposed to permanent and temporary loads.

Введение

Строительство искусственных сооружений на сегодняшний день является одним из наиболее важных и сложных элементов комплекса «транспортное строительство». Этот комплекс находится в постоянном динамическом развитии и требует надежной научной базы на этапах проектирования, строительства и эксплуатации. Современные технологии строительства транспортных конструкций позволяют возводить всё более сложные сооружения быстро и качественно.

В автодорожном строительстве для пересечения широких водотоков в основном проектируются и возводятся балочные мосты, где под опирание пролетных строений устраиваются береговые опоры. Конусы насыпей подходов в значительной степени перекрывают отверстие моста, что требует увеличения размеров пролетного строения.

При этом в балочных мостах временная подвижная нагрузка воздействует непосредственно на пролетное строение, что ведет к преждевременному износу конструкций. Ситуация усугубляется введением в действие повышенных нагрузок от автомобильных средств А14, НК-100 [1]. В определенной мере решением данной проблемы является устройство насыпных сооружений, т. е. сооружений тоннельного типа, конструкции которых находятся в составе насыпи дорог.

Достоинство их заключается и в экономической эффективности строительства. Однако в транспортном строительстве в большинстве случаев применяются металлические гофрированные конструкции, важнейшим недостатком которых является неспособность покрытия пролетов более 10–15 м [2].

Применение насыпных сооружений из железобетонных сводчатых элементов допускается при любых сочетаниях плана и профиля дороги (на кривых в плане, при наличии вертикальных кривых, как выпуклых, так и вогнутых, и т. д.) и обеспечивает равномерное распределение временных нагрузок от автотранспорта в теле насыпи дороги, что значительно снижает динамические воздействия.

Сборные конструкции небольшой массы позволяют пользоваться кранами малой грузоподъемности, без применения специального грузоподъемного и транспортного оборудования (рис. 1 и 2). Придание поперечному сечению сводов складчатого (треугольного, трапециевидного) или волнистого очертания повышает несущую способность

сводчатых покрытий и позволяет существенно увеличить их пролет.

Методика исследования

Расчет сводчатой конструкции рекомендуется производить как для двухшарнирных или трехшарнирных (при наличии шарнирного стыка в ключе свода) тонкостенных арок. Арка, работающая совместно с окружающей грунтовой средой, представляет собой сложную многократно статическую неопределимую конструкцию (рис. 2). При постановке плоской задачи условимся, что давление отпора возникает на отпорных участках, т. е. в точках, где перемещение арки происходит в сторону грунта. А оно, естественно, приводит к изменению давления (приложенных сил) по оси X и Y.

Под действием активных внешних нагрузок конструкция деформируется, изменяя своё положение. Эти нагрузки определяются в зависимости от глубины заложения, климатических, инженерно-геологических и сейсмических условий строительства, а также вида транспортных средств. Исходя из анализа соответствующих документов по особому воздействию на транспортные конструкции [3, 4, 5], предлагаются следующие условия для их вычисления:

- а) собственный вес конструкции определяется в соответствии с проектными размерами и удельным весом строительных материалов;
- б) нормативное давление зависит от инженерно-геологических условий по полному весу всей толщи пород над аркой:

$$\begin{aligned}
 & \text{- вертикальное} - q = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot b_i, \\
 & \text{- горизонтальное} - p_1 = \sum_{i=1}^n \gamma_i b_i \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \\
 & p_2 = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i b_i + \gamma H \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);
 \end{aligned}$$

где γ_i и b_i – соответственно удельный вес и высота слоев породы, расположенных над аркой;

в) на конструкцию передается вертикальное давление от веса дорожного покрытия и слоя грунта обратной засыпки:

$$q_n = \gamma_n \cdot \delta_n,$$

где γ_n и δ_n – соответственно удельный вес материала и толщина дорожного покрытия;

г) гидростатическое давление необходимо учитывать только при расположении подземных вод выше подошвы сооружения. Оно передается на конструкцию при полной ее гидроизоляции и обычно улучшает ее ста-

тическую работу, так как уменьшаются изгибающие моменты и деформации свода;

д) временные нагрузки $q_{вп}$ передаются на основную несущую конструкцию и должны учитываться в зависимости от вида транспорта как подвижные автомобильные нагрузки АК согласно [1];

е) временную нормативную нагрузку от толпы людей принимают равномерно распределенной с интенсивностью 4000 н/м² согласно [1];

ж) сейсмическую нагрузку считать особой и учитывать для всех постоянных нагрузок с коэффициентом сейсмичности АК₁, в случае если мостовое сооружение будет находиться в сейсмической зоне, где А – условное сейсмическое ускорение частиц породы в долях ускорения свободного падения, принимающее значение 0,1, 0,2, 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов; K₁ = 0,25 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения конструкции моста.

Все нормативные нагрузки для расчета конструкций должны быть переведены в расчетные, которые определяют путем умножения нормативных значений на коэффициенты надежности, принимаемые по [1].

Пользуясь общими уравнениями строительной механики стержневых систем, построим математическую модель расчета арочной конструкции, находящейся под воздействием внешних сил [6]. При этом считаем:

- конструкция расчленяется на n узлов и m стержневых элементов с длиной l и находится в глобальной системе координат (рис. 3);
- воздействия на систему преобразуются в сосредоточенные, и на каждый i -й узел действует вектор сил $\vec{P}_{Ai} = [P_{xi}, P_{yi}]^T$. Тогда совокупность всех внешних сил, действующих на n узлов, будет $\vec{P}_r = [\vec{P}_{r1}^T, \vec{P}_{r2}^T, \dots, \vec{P}_{rn}^T]^T$;
- каждый узел может иметь три перемещения: u – вдоль оси X, v – вдоль оси Y, φ – поворот, образуя при этом вектор перемещений i -го узла $\vec{Z}_i = [U_i, V_i, \varphi_i]^T$. Тогда перемещения n узлов будет $\vec{Z} = [\vec{Z}_1^T, \vec{Z}_2^T, \dots, \vec{Z}_n^T]^T$;
- внутренние силы, действующие в j -м стержне, полностью определяются тремя силами $\vec{s}_j = [N_j, M_{bj}, M_{kj}]$, где N_j, M_{bj}, M_{kj} – продольная сила, изгибающие моменты в начале и конце стержня.

Совокупность следующих матричных уравнений, описывающих напряженно-деформированное состояние упругой стержневой системы, взаимодействующей с грун-



Рис. 1. Строительство сооружения тоннельного типа из железобетонных конструкций



Рис. 2. Сооружение тоннельного типа из сводчатых железобетонных элементов

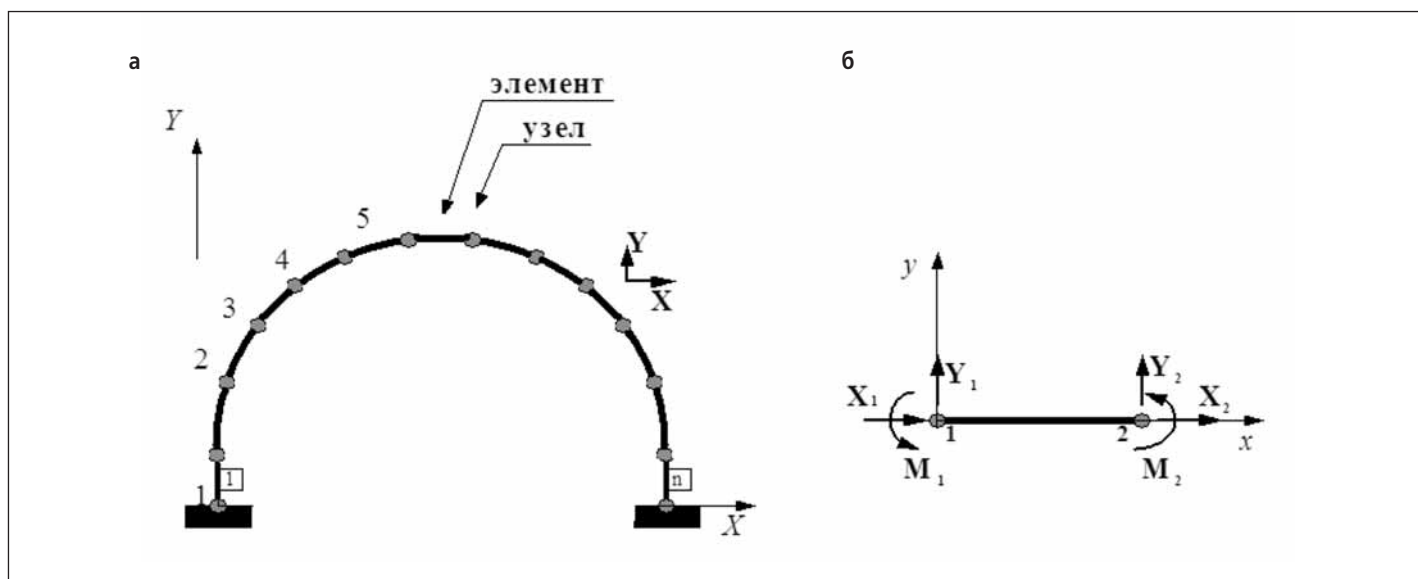


Рис. 3. Схема разбивки конструкции на элементы (а); конечный элемент в местной системе координат (б)

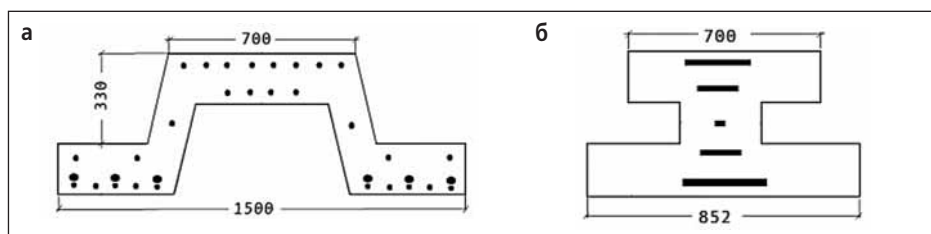


Рис. 4. Схема поперечного сечения сводчатого элемента, мм: а – существующее сечение, б – приведенное сечение

том, представляет математическую модель расчета конструкции:

$$A\vec{S} = \vec{P}_r - \vec{P}, \quad (1)$$

$$A^r \vec{Z} = \vec{\Delta}, \quad (2)$$

$$D\vec{S} = \vec{\Delta}, \quad (3)$$

$$\vec{P}_r = \vec{K} \cdot \vec{Z}, \quad (4)$$

где (1) – уравнение равновесия, (2) – физическое уравнение, (3) – геометрическое уравнение, (4) – уравнение взаимодействия сооружения с грунтом.

После определения внутренних усилий (изгибающих моментов M и нормальных сил N)

сечение свода проверяется на прочность и трещиностойкость. При расчете будем исходить из того, что свод испытывает внецентренное сжатие его элементов. Известно, что внецентренно-сжатыми называются элементы, которые подвержены одновременному воздействию продольной сжимающей силы N и изгибающего момента M , что равносильно внецентренному сжатию усилием N с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ относительно продольной оси элемента. Для этого используем разработанную нами программу расчета методом конечных элементов «MODUL» [7].

Характеристика объекта исследования и расчет на заданные воздействия

Пролет железобетонного тоннельного свода 20,6270 м, стрела подъема в ключе 7,5703 м. Свод покрывается засыпным грунтом высотой 0,75 м от его поверхности с объемным весом $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$, на высоту 0,25 м имеется асфальтобетонное дорожное покрытие с объемным весом $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$. Свод изготовлен из бетона класса по прочности В35. Расчетные сопротивления бетона принимаем согласно [1]:

$R_b = 17500 \text{ кН/м}^2$ – сопротивление осевому сжатию;

$R_{bt} = 1150 \text{ кН/м}^2$ – сопротивление осевому растяжению;

$R_{b,ser} = 25500 \text{ кН/м}^2$ – сопротивление осевому сжатию;

$R_{bt,ser} = 1950 \text{ кН/м}^2$ – сопротивление осевому растяжению при расчете по образованию трещин;

$E_b = 28 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$ – модуль упругости бетона;

$\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес бетона;

Таблица 1

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка q_n , p_n , кН/м	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Дорожное покрытие $\delta = 0,25 \text{ м}$, $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$	0,25×24	1,5	9
Вертикальное давление грунта $H = 0,75 \text{ м}$, $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$	0,75×19	1,2	17,1
Удельный собственный вес конструкции $b = 0,525 \text{ м}$, $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$	0,525×25	1,0	13,125
Среднее горизонтальное боковое давление грунта $P_1 = 10,44 \text{ кН/м}$, $P_2 = 67,97 \text{ кН/м}$	39,205	1,0	39,205
Сейсмическая нагрузка от вертикального давления грунта и дорожного покрытия $A = 0,4$, $K_1 = 0,25 \text{ см}$	26,1×0,4×0,25	1,0	2,61
Сейсмическая нагрузка от среднего горизонтального бокового давления грунта $A = 0,4$, $K_1 = 0,25 \text{ см}$	39,205×0,4×0,25	1,0	3,9205
Автомобильная нагрузка АК, $K = 14$	140	1,1	154

$K = 50 \text{ кН/м}^3$ – коэффициент взаимодействия сооружения с грунтом.

На рис. 4 приведено поперечное сечение сводчатой конструкции, которая армируется ненапрягаемой продольной арматурой диаметром 20 и 25 мм из стали класса А-III 350 и при этом принимается $R_{pm} = 390000 \text{ кН/м}^2$ – нормативное сопротивление арматуры растяжению; $E_p = 2 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2$ – модуль упругости арматуры.

Сначала определим расчетные действующие нагрузки на сооружение. Это соб-

ственный вес свода, вышележащий вес дорожного покрытия и окружающего грунта, временная подвижная автотранспортная нагрузка, а также кратковременное сейсмическое воздействие. В табл. 1 приведены вычисленные значения внешних нагрузок на 1 пог. м свода. Таким образом, зная величины расчетных нагрузок, составив расчетную схему, произведем расчеты на известные воздействия. При этом введем следующие параметры: $F = 0,3629469 \text{ м}^2$, $J = 0,009763039 \text{ м}^4$.

На рис. 5, 6 и 7 приведены результаты проведенных расчетов по трем сочетаниям внешних нагрузок, т. е. сначала произвели расчет на воздействие от собственных масс сооружения, окружающего грунта и дорожного покрытия. Затем – расчет совместно с нагрузкой АК. В третьей стадии расчета добавили и сейсмическую квазистатическую нагрузку.

Конструктивный расчет выполнен для наиболее нагруженного сечения. В табл. 2 приведены результаты выполненных расчетов.

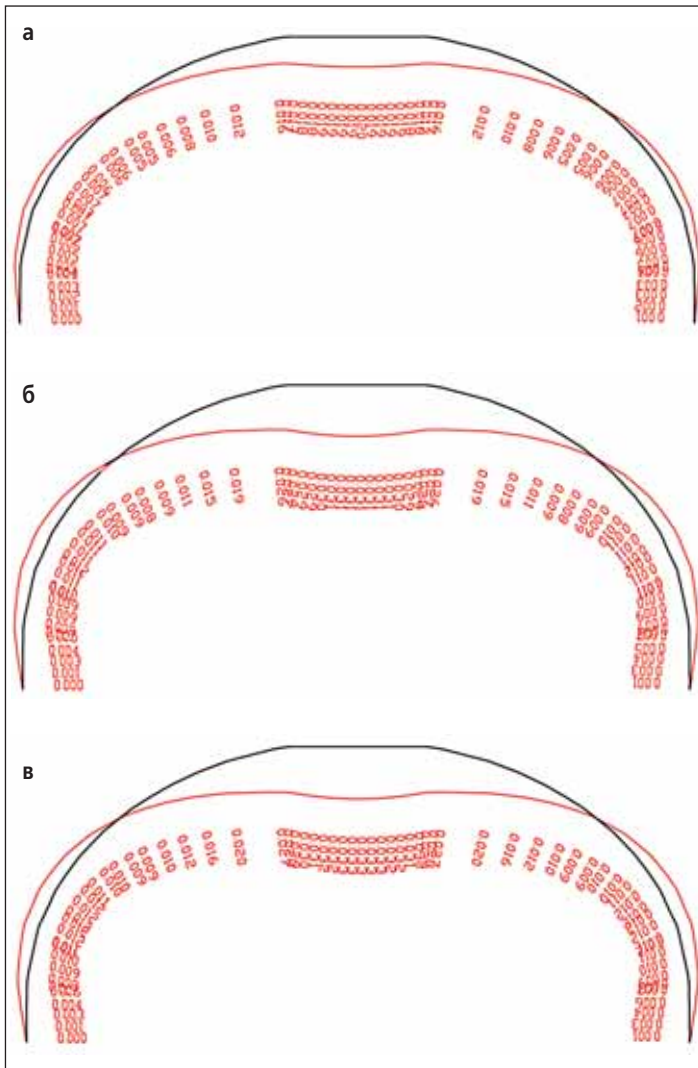


Рис. 5. Полученные перемещения от воздействия, м: а – собственного веса конструкции, окружающего грунта и дорожного покрытия; б – собственного веса конструкции, окружающего грунта, дорожного покрытия и автомобильной нагрузки АК; в – собственного веса конструкции, окружающего грунта, дорожного покрытия, автомобильной нагрузки АК, а также от сейсмической нагрузки

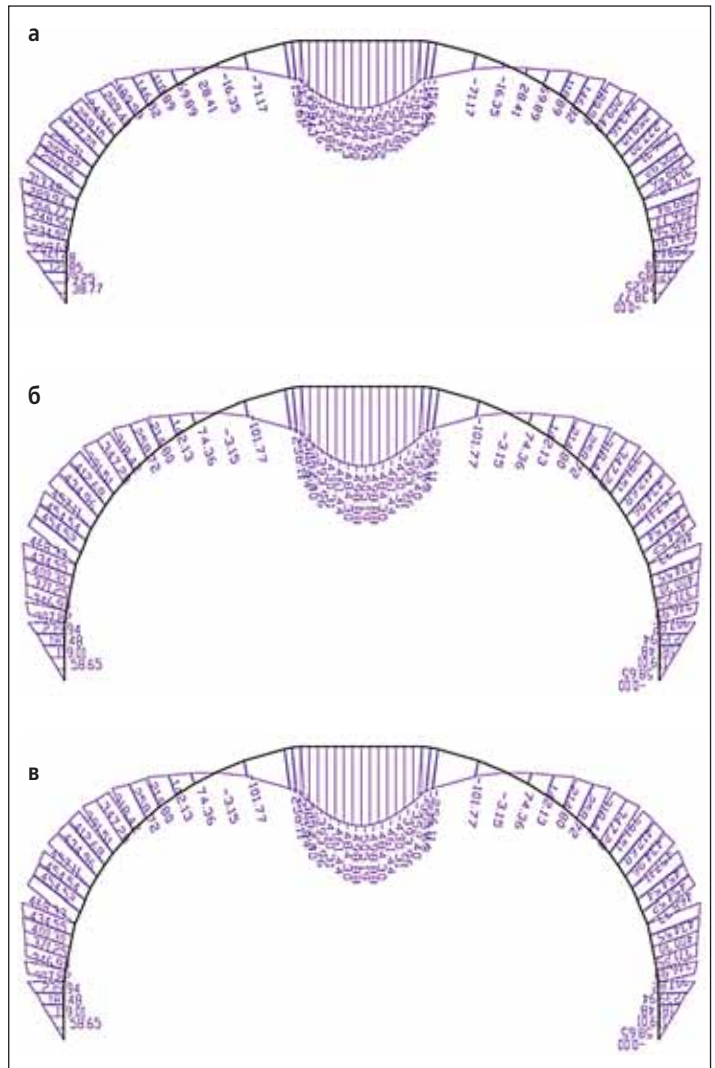


Рис. 6. Полученные эпюры моментов от воздействия, кНм: а – собственного веса конструкции, окружающего грунта и дорожного покрытия; б – собственного веса конструкции, окружающего грунта, дорожного покрытия и автомобильной нагрузки АК; в – собственного веса конструкции, окружающего грунта, дорожного покрытия, автомобильной нагрузки АК, а также от сейсмической нагрузки

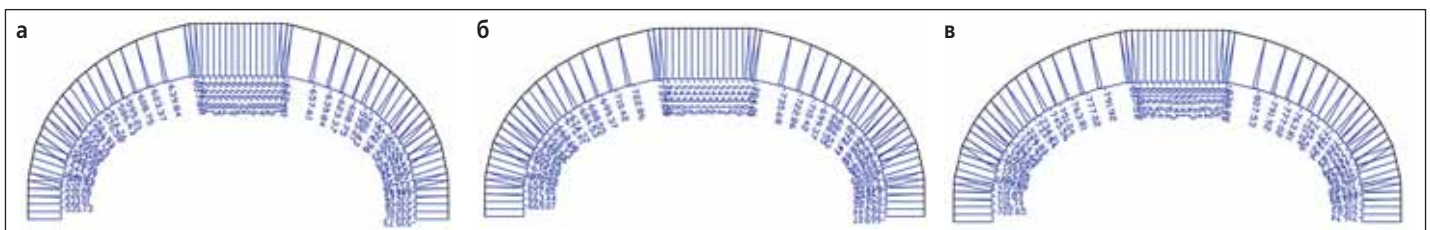


Рис. 7. Полученные эпюры продольных сил от воздействия, кН: а – собственного веса конструкции, окружающего грунта и дорожного покрытия; б – собственного веса конструкции, окружающего грунта, дорожного покрытия и автомобильной нагрузки АК, в – собственного веса конструкции, окружающего грунта, дорожного покрытия, автомобильной нагрузки АК, а также от сейсмической нагрузки

Таблица 2

Расчет по прочности	
Продольная сила, N, кН	820,23
Общий момент в сечении, M, кН·м	530,46
Момент от кратковременных нагрузок, M, кН·м	245,5
Площадь сечения, A, м ²	0,36294693
Момент инерции сечения, J, м ⁴	0,009763039
Расчетная длина арки, l ₀ , м	5,56929
Отношение модулей упругости бетона и арматуры, α	7,142857143
Высота сечения, h, м	0,525
Рабочая высота сечения h ₀ , м	0,447
Расстояние от нижней грани сечения до ее центра тяжести, y _н , м	0,249024948
Расстояние от верхней грани сечения до ее центра тяжести, y _в , м	0,275975052
Площадь сечения нижней арматуры, A _с , м ²	0,0073398
Площадь сечения верхней арматуры, A' _с , м ²	0,004396
Момент инерции нижней продольной арматуры относительно центра тяжести сечения элемента, J _с , м ⁴	0,000240983
Момент инерции верхней продольной арматуры относительно центра тяжести сечения элемента, J' _с , м ⁴	0,000155914
Начальный эксцентриситет, e ₀ , м	0,646721042
Коэффициент, принимаемый равным e ₀ /h	1,231849603
Коэффициент δ _e	0,043918286
Коэффициент φ ₁	1,462805867
Коэффициент η	1,129781824
Эксцентриситет e, м	0,929153678
Условная критическая сила, N _{кр} , кН	7140,298383
Относительная высота сжатой зоны бетона, o _к	0,14497488
Высота сжатой зоны бетона, x, м	0,06267254
Проверка прочности сечений элемента	
Приходящий момент в сечении, M, кН·м	935,8505413
Предельный момент в сечении, N·e, кН·м	762,1197211
Предельный момент по образованию трещин, M _т , м ⁴	673,2577803
Предельный момент для сечения по образованию трещин, M _{крс} , м	64,06052044
Площадь сечения с учетом арматуры, A _{ред} , м ²	0,362956
Момент инерции сечения с учетом арматуры, J _{ред} , м ⁴	0,009763619
Пластический момент сопротивления сечения, W _{пл} , м ³	0,068813266
Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется, r, м	0,108337833
Напряжения в растянутой арматуре, y _с , кН/м ²	111722,3908
Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, a _{крс} , м	5,32591E-05
Допустимая ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, a _{крс,п} , м	3,0 E-04

Заключение

Анализ расчетов показывает, что автомобильная временная нагрузка дает существенный вклад на увеличение прогиба и внутренних усилий в виде изгибающего момента и продольной силы в сечениях железобетонной конструкции. Максимальный прогиб от суммарного воздействия нагрузки в ключе свода равен $v = 0,033$ м, максимальный момент в этом сечении – $M = 530,46$ кН·м, а продольная сжимающая сила – $N = 820,23$ кН.

Расчеты показали, что сечение имеет запас на прочность с коэффициентом $k_s = 1,227$ и на трещиностойкость $k_s = 5,633$.

Ключевые слова

Железобетонные сводчатые конструкции, прочность, трещиностойкость.

Reinforced concrete arched structure, strength, crack growth resistance.

Список литературы

1. ШНК 2.05.03-11. Мосты и трубы. Уздавархитектстрой, Ташкент, 2012, с. 850.
2. Методические рекомендации по применению металлических гофрированных труб. Росавтодор, Москва, 2002, с. 2–14.
3. П. М. Саламахин и др. Инженерные сооружения в транспортном строительстве. Учебник для студентов высших учебных заведений Кн. 1. М.: Академия, 2007. – 352 с.
4. ТКП ЕН 1992-2 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета.

5. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция, Москва, 2011, с. 80.

6. Дарков А. В., Шапошников Н. Н. Строительная механика: Учебник, Москва, 2010, с. 656.

7. Miralimov M. Kh. Computing program of calculation of reinforced concrete structures. Proceedings of the Republican scientific conference «Development of autoroad complex in Republic of Uzbekistan». Tashkent, 27–28 Sep-tember, 2001, p. 18–21.

Для связи с авторами

Миралимов Мирзахид Хамитович
mirzakhid_miralimov@yahoo.com
Чун Кок Кеонг
cekkc@usm.my
Онг Чонг Йонг
tonyong88@hotmail.com



РАСЧЕТ ЦЕЛЬНОСЕКЦИОННОЙ ОБДЕЛКИ ПЕРЕГОННОГО ТОННЕЛЯ МЕТРОПОЛИТЕНА

CALCULATION OF WHOLLY-SECTIONAL INTERSTATION TUNNEL LINING OF SUBWAY

М. Х. Миралимов, доцент, Ташкентский автомобильно-дорожный институт

M. H. Miralimov, associate professor, Tashkent Automobile and Road Institute

В статье производится расчет и определение внутренних сил в конструктивных элементах сооружений от эксплуатационных нагрузок на основе метода конечных элементов. Анализ ведется с использованием четырехугольных изопараметрических и стержневых элементов методом шаговой пластификации. Аналитическая модель, метод и алгоритм расчета железобетонных конструкций содержит нелинейные свойства бетона и арматуры. Важнейшими достоинствами предложенного метода расчета являются использование реальных диаграмм работы бетона и арматуры и наглядный просмотр и прослеживание характера деформирования железобетонной конструкции в каждом ее сечении.

На основе предложенного метода проведен расчет цельносекционной конструкции перегонного тоннеля метрополитена и определены напряжения в ее элементах.

In this work the calculation of strength and definition of forces in constructive elements of structure from operational loadings are made on the basis of the finite element method. Analysis is carried out with the use of quadrangular isoparametric and beam elements by the method of level-by-level plasticization. Analytical model contains the non-linear properties of concrete and reinforcement. Method and algorithm of calculation have been developed taking into account of real stress-strain diagrams from experiment. Method and algorithm of calculation of reinforced concrete designs include the limiting condition of deformation on the basis of known stress-strain diagram both for reinforcement and concrete. An example of analysis involving a tunnel structure for an underground station to determine internal forces using the proposed method was shown.

Введение

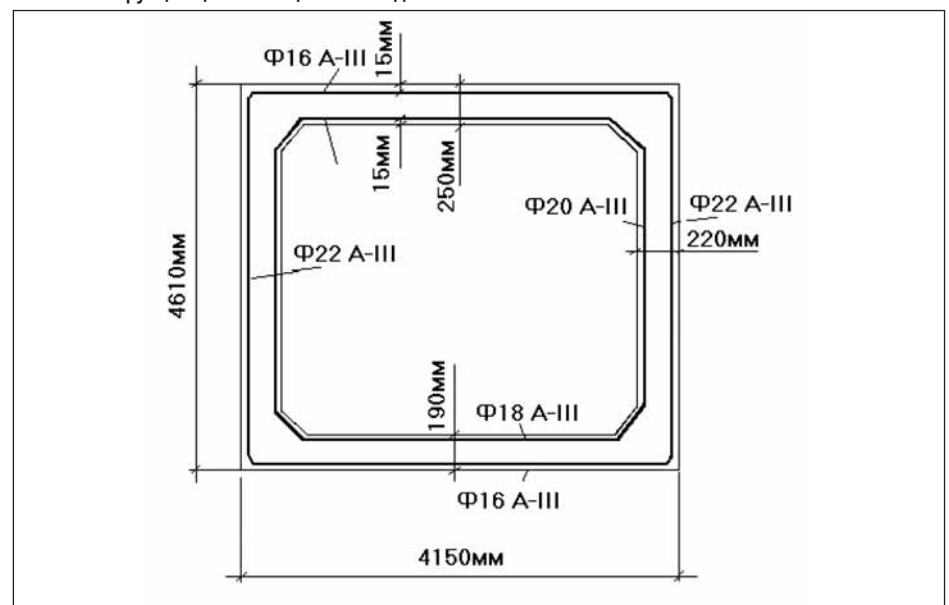
В практике проектирования железобетонных конструкций наиболее широкое распространение получила стержневая модель [1, 2], которая хорошо зарекомендовала себя для оценки несущей способности конструкций в целом. Но в некоторых случаях, когда необходима более детальная картина поведения конструкции, стержневая модель непригодна по своей математической природе, являющейся исключительно одномерной. В частности для некоторых конструкций важно знать перераспределение усилий в них при растрескивании бетона. В этих случаях конструкцию рассматривают с помощью двух- и трехмерных моделей механики деформированного твердого тела.

Трещины, возникающие в конструкции, имеют исключительно дискретный характер, поэтому для оценки напряженно-деформированного состояния необходимо использовать дискретные методы решения. Одним из подходов для решения таких задач является применение метода конечных элементов. Учитывая сложный характер трещинообразования в железобетонных

конструкциях, наиболее эффективным способом его оценки является проверка предельных деформаций [3].

При решении подобных задач основной трудностью является то, что невозможно создать общее вычислительное ос-

Рис. 1. Конструкция цельносекционной обделки



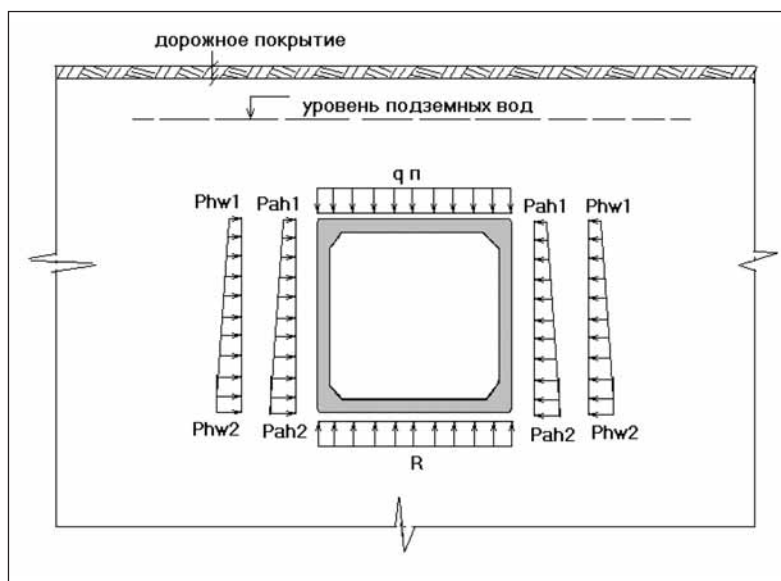


Рис. 2. Схема действия нагрузок при вертикальном и горизонтальном направлении по основному сочетанию – 1, согласно нормам

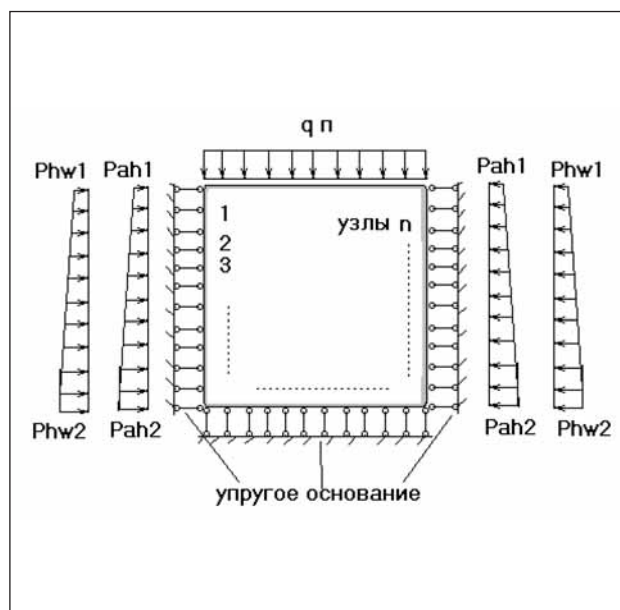


Рис. 3. Расчетная схема по модели ЦНИИСа

нащение, поэтому инженеру в этом случае необходимо иметь гибкий структурный подход. Цельносекционная обделка представляет собой объемную замкнутую железобетонную раму (рис. 1) с размерами: высота – 4610 мм, ширина – 4150 мм, толщина элементов обделки при высоте засыпки над тоннелем от 1 до 7 м и уровня подземных вод на 1 м ниже поверхности земли принимается для ригеля – 250 мм, лотка – 220 мм, стены – 190 мм. Для обделки с унифицированными размерами принят проектный класс бетона по прочности на сжатие В25, $R_b = 14,8$ МПа, по прочности на растяжение $R_{bt} = 1,07$ МПа, модуль упругости $E_b = 30000$ МПа. Обделка армируется сварными сетками и каркасами из арматуры класса А-I, А-II и А-III. Толщина защитного слоя для рабочей арматуры принимается 15 мм с шагом 0,10–0,15 м.

Схемы нагружения тоннельной конструкции и расчет на заданные воздействия

Согласно [4, 5] расчет цельносекционной обделки выполним на одно из основных сочетаний нагрузок – 1. Расчет пре-

дусматривает симметричную нагрузку от транспорта, располагаемого на поверхности над тоннельной обделкой [6]. На обделку действуют нормативные постоянные вертикальные и горизонтальные нагрузки от веса дорожного покрытия, грунта засыпки над тоннелем, гидростатическое давление подземных вод над тоннелем на уровне оси лотка, собственного веса обделки, горизонтальное давление грунта на уровне оси ригеля и лотка (рис. 2).

Интенсивность нормативной нагрузки от колесного или автомобильного транспорта на поверхности дорожного покрытия принимается в зависимости от того, какая из них даст наибольшее значение на уровне оси ригеля обделки. Нагрузки и воздействия на цельносекционную обделку в соответствии с требованиями норм вычислены институтом «Ташметропроект» для следующих данных:

- грунт – суглинок, нормативный объемный вес $\gamma = 0,018$ МПа/м;
- нормативный угол внутреннего трения грунта $\varphi = 24^\circ$;
- максимальный уровень подземных вод расположен на 1 м ниже поверхности земли;

- модуль упругости грунта $E = 50$ МПа;
- отпор грунта R с коэффициентом постели $k = 5$ МПа/м;
- глубина заложения тоннеля относительно поверхности земли $H = 4$ м;
- толщина дорожного покрытия 0,2 м.

Суммарные вертикальные нормативные и расчетные постоянные нагрузки по первой группе предельных состояний для сочетаний нагрузок 1 следующие:

- действующие нагрузки на обделку на уровне ригеля (давление от дорожного покрытия, вес засыпки выше и ниже уровня подземных вод, дополнительное вертикальное давление, обусловленное наличием подземных вод, собственный вес ригеля, величина временной нагрузки по схеме НК (она оказалась выше, чем АК)):

$$q_{п, \text{НОРМ.}} = 0,09351 \text{ МПа,}$$

$$q_{п, \text{РАСЧ.}} = 0,10719 \text{ МПа;}$$

- действующие на обделку горизонтальные давления и давления на уровне осей ригеля и лотка:

$$P_{ah1, \text{НОРМ.}} = 0,0112 \text{ МПа,}$$

$$P_{ab2, \text{НОРМ.}} = 0,0448 \text{ МПа,}$$

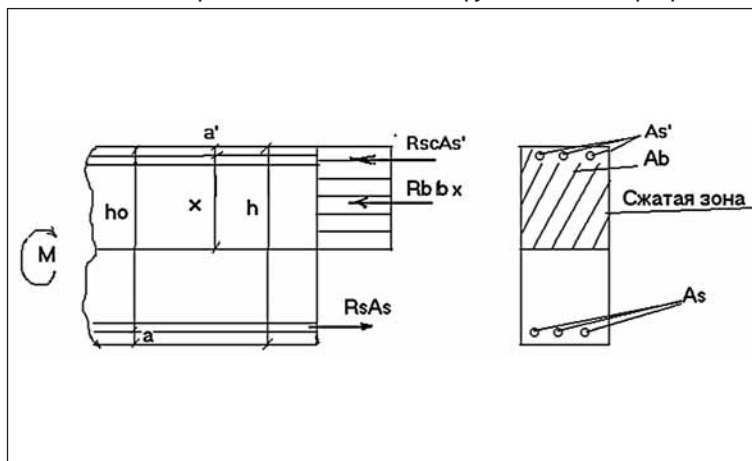
$$P_{ah1, \text{РАСЧ.}} = 0,02215 \text{ МПа,}$$

$$P_{ah2, \text{РАСЧ.}} = 0,05277 \text{ МПа;}$$

Рис. 4. Эпюры внутренних сил, полученные по модели ЦНИИСа



Рис. 5. Вид сечений в предельном состоянии для конструкции с двойным армированием



• дополнительное горизонтальное давление, обусловленное наличием подземных вод на уровне осей ригеля и лотка:

$$P_{hw1, \text{НОРМ}} = 0,01858 \text{ МПа},$$

$$P_{hw2, \text{НОРМ}} = 0,04762 \text{ МПа},$$

$$P_{hw1, \text{РАСЧ}} = 0,01974 \text{ МПа},$$

$$P_{hw2, \text{РАСЧ}} = 0,05058 \text{ МПа}.$$

Расчет тоннельной обделки будем вести с использованием двух схем:

- по существующей схеме «модель ЦНИИС», используемой институтом «Ташметропроект» (рис. 3),
- по схеме, разработанной автором методики, и программе (рис. 4).

Модель ЦНИИСа использует линейную схему определения внутренних усилий.

После вычисления внутренних усилий, согласно [2], определяется высота сжатой зоны (рис. 5):

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b,$$

где R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры на сжатие,

R_s – расчетное сопротивление арматуры на растяжение,

A_s, A'_s – площади сечений арматуры в растягиваемой и сжатой зоне.

При этом должно соблюдаться условие:

$$\xi \leq \xi_R,$$

$$\xi = x / b_0,$$

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{400} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)},$$

w – характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле $w = 0,85 - 0,008R_b$, где $\sigma_{SR} = R_s$,

a, a' – расстояния от равнодействующих усилий в арматуре до ближайшей грани сечения.

Прочность сечения будет обеспечена, если расчетный момент от внешней нагрузки не превысит расчетного момента внутренних усилий относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры или относительно центра тяжести сжатой зоны бетона (рис. 5):

$$M \leq R_b b x (b_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (b_0 - a').$$

В табл. приведены полученные расчетные данные, согласно вышеуказанным формулам, для проверки прочности по нормальному сечению – для ригеля, стены и лотка. Для проверки прочности сечения (МПа·м³) по максимальному моменту, вычисленной по модели ЦНИИСа, можно написать:

- для ригеля – $0,134 < 0,187616$;
- для стены – $0,089 < 0,166276$;
- для лотка – $0,213 < 0,236832$.

Далее производим расчет обделки. Расчетная схема приведена на рис. 6 с учетом нелинейного деформирования материала обделки (здесь учитываются значения всех приведенных выше сопротивлений, предельных по прочности) [7].

На рис. 7 показано деформирование конструкции под действием симметричной нагрузки, а на рис. 8 приведены полученные из расчета места, где растягивающие напряжения в бетоне превысили их предельные значения.

Таблица

Показатель	Ригель	Стена	Лоток
h, м	0,25	0,22	0,19
h, м	1	1	1
a, м	0,025	0,025	0,025
a', м	0,025	0,025	0,025
h ₀ , м	0,225	0,195	0,165
R _b , МПа	14,8	14,8	14,8
ω	0,7316	0,7316	0,7316
ξ _R	0,560353	0,560353	0,560353
R _s , МПа	365	365	365
R _{sc} , МПа	365	365	365
A _s , м ²	0,002512	0,00266	0,004832
A' _s , м ²	0,001206	0,002512	0,00201
x	0,032215	0,00364	0,069618
ξ	0,43176	0,018665	0,421926
M, МПа·м ³	0,187616	0,166276	0,236832

Заключение

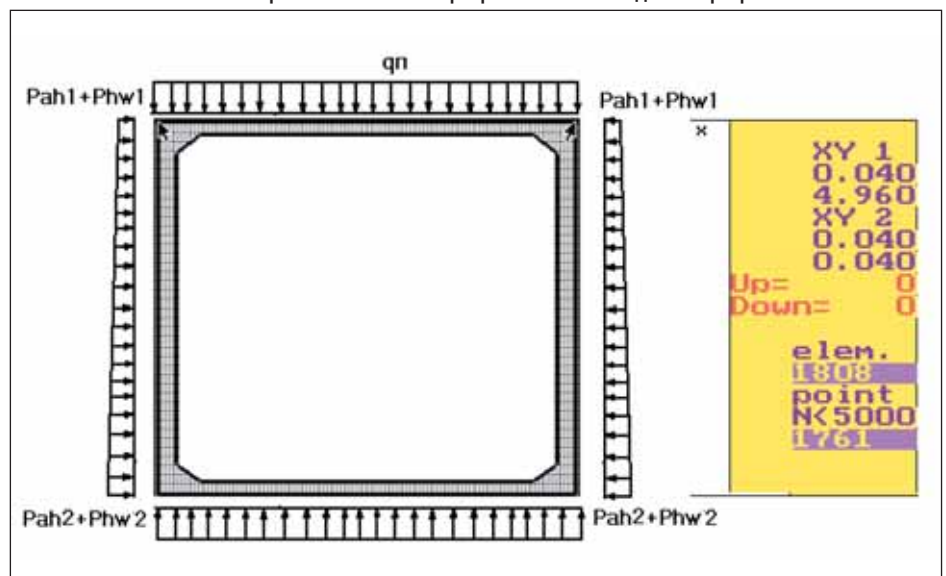
В железобетонной конструкции высокие сжимающие напряжения возникли в основном в местах соединения различных элементов обделки между собой (перекрытие-стена, стена-лоток). Максимальные значения сжимающих напряжений равнялись 10,889 МПа, которые далеко не дошли до предельного значения бетона на сжатие равное 14,8 МПа. Это связано с присутствием в сжатой зоне продольных арматур. Растягивающие напряжения в арматурах разрушенных частей бетона были самыми максимальными, и их значения не превысили 16,43 МПа. На рис. 9 и 10 приведены средние значения

главных напряжений σ_1 и σ_2 , полученные из расчета. На этих рисунках можно увидеть места концентрации напряжений. В целом приведенные данные подтверждают результаты, полученные по модели ЦНИИСа, но следует указать, что вычисленное автором значение изгибающих моментов из неупругого расчета оказалось меньше на 20–25 %, чем представленное на рис. 4.

Основным недостатком модели ЦНИИСа является использование в расчетах на прочность внутренних усилий, полученных из упругого расчета.

Важнейшими достоинствами предложенного метода расчета являются использова-

Рис. 6. Конечно-элементная расчетная схема по разработанной методике и программе



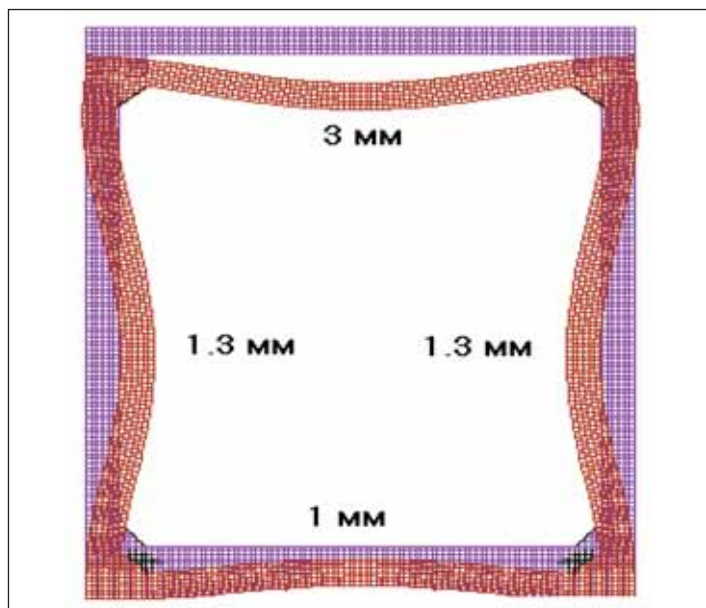


Рис. 7. Деформирование конструкции

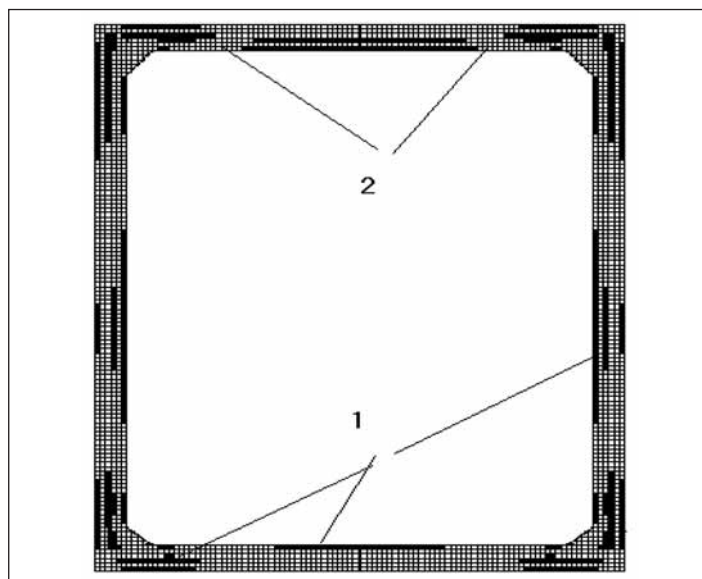


Рис. 8. Результаты расчета: 1 – места, где напряжения растяжения выше предельного значения, 2 – места, где напряжения сжатия ниже предельного значения

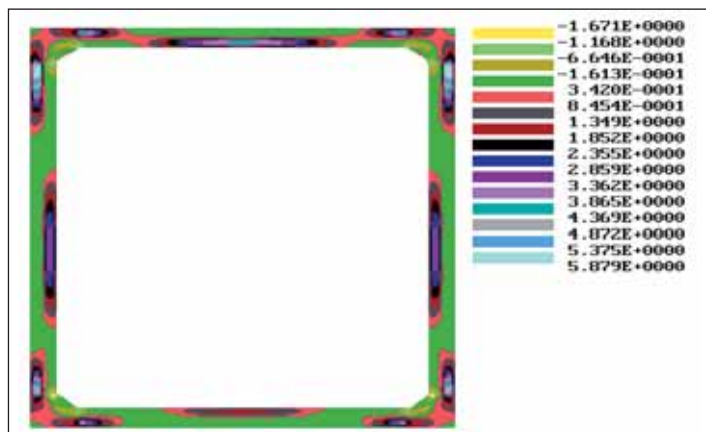
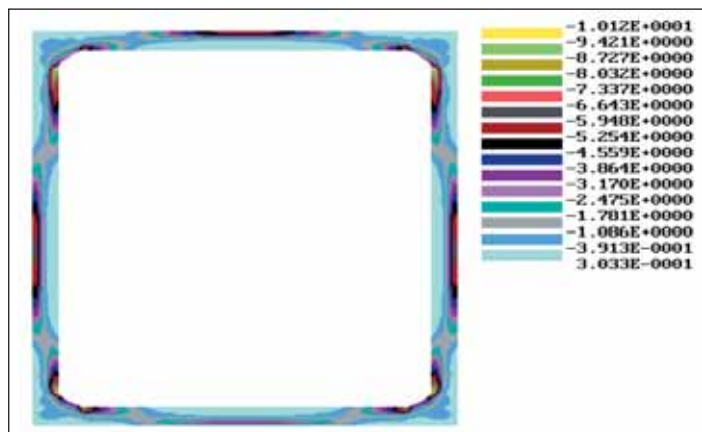
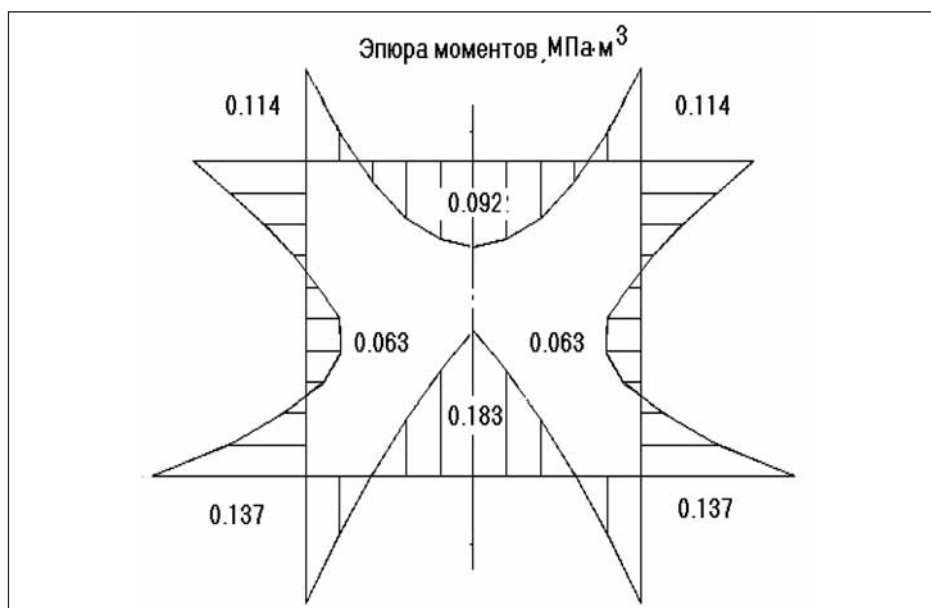
Рис. 9. Изохромные диаграммы главных напряжений σ_1 в конструкцииРис. 10. Изохромные диаграммы главных напряжений σ_2 в конструкции

Рис. 11. Эпюра изгибающего момента, полученная по разработанной автором методике и программе

ние реальных диаграмм работы бетона и арматуры, а также наглядный просмотр и прослеживание характера деформирования железобетонной конструкции в каждом ее сечении.

Ключевые слова

Методика моделирования, тоннель, нелинейно деформируемая тоннельная конструкция.

Method of simulation, tunnel, nonlinearly deformed tunnel structures.

Список литературы

1. Бате К, Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов, М.: Стройиздат, 1982, 448 с.
2. Байков С. Д. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1989, с. 423.
3. Бернштейн М. С. Расчет конструкций с односторонними связями, М.: Стройиздат, 1947, с. 92.
4. Гарбер В. А. Научные основы проектирования тоннельных конструкций с учетом технологии их сооружения. НИЦ «Тоннели и метрополитены». АО ЦНИИС, 1996, часть 1, с. 169, часть 2, с. 220.
5. Галлагер Р. Метод конечных элементов. Основы. М.: Мир, 1984.
6. Городецкий А. С. и др. Автоматизация расчетов транспортных сооружений. М. Транспорт, 1989, с. 232.
7. Инструкция к программе расчета комбинированных систем методом конечного элемента СПРИНТ / Н. Н. Шапошиников, В. Б. Бабаев, Г. В. Полторац, М. Х. Миралимов, А. М. Зак и др. М.: ЦНИИПРОЕКТ, 1990, с. 140.

Для связи с автором

Миралимов Мирзахид Хамитович
mirzakhid_miralimov@yahoo.com



CONDAT STAB

укрепление грунтов и водонепроницаемость

CONDAT

LUBRIFIANTS

Компания **CONDAT**, имеющая 15-летний опыт в области тоннелестроения и работ, связанных с укреплением грунтов, всегда играла активную роль в разработке специализированных продуктов для этой отрасли. Компанией разработан полный спектр продукции, соответствующей различным типам грунтов и применяемого оборудования, а также отвечающей требованиям экологии и безопасности.

Продукция **CONDAT Stab** была разработана для решения задач укрепления грунта и водонепроницаемости при строительстве подземных сооружений и других видов подземных работ.

Компания **CONDAT** предлагает ускорители схватывания для растворов на силикатной основе, используемых для укрепления грунта путем нагнетания. Благодаря их высокой проникающей способности можно достичь максимального заполнения пустот и трещин в грунте, а следовательно, и максимальной водонепроницаемости. Нагнетание раствора в проницаемый грунт позволяет:

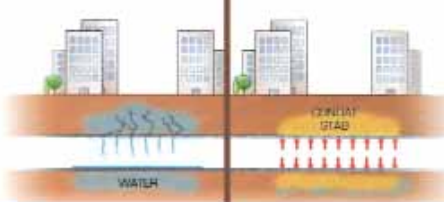
- повысить его механическую прочность;
- уменьшить проницаемость.

Области применения CONDAT Stab

Укрепление стен стартовых котлованов при запуске тоннелепроходческих комплексов



Ремонт существующих подземных коммуникаций в случае их повреждения



Ремонт и укрепление фундаментов



Водонепроницаемость и герметизация подземных сооружений



Укрепление насыпей



Работа тоннелепроходческого комплекса в предельно тяжелых условиях



Официальный представитель фирмы Condat Lubrifiants в России
ООО «ТА Инжиниринг Инт.»
107078, Москва, ул. Октябрьская, д. 80, стр. 3
тел.: (495) 724-7481
тел./факс: (495) 981-8071

реклама

ИЗМЕНЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ДВУХКОМПОНЕНТНЫХ ПОЛИМЕРНЫХ ВОЛОКОН ПРИ ПОЛЗУЧЕСТИ И В АГРЕССИВНЫХ СРЕДАХ

CHANGE IN TENSILE STRENGTH OF TWO-COMPONENT POLYMER FIBERS IN CREEP AND IN AGGRESSIVE ENVIRONMENTS

Д. Кауфманн, Empa, Швейцария

М. Мансер, Brugg Contec AG, Швейцария

J. P. Kaufmann, Empa, Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, Switzerland

M. Manser, Brugg Contec AG, Romanshorn, Switzerland

Применение набрызг-бетона в строительстве тоннелей и шахт является хорошо известной и экономичной альтернативой традиционным монолитным технологиям. Дополнительная экономия времени и затрат может быть достигнута за счет использования фибробетона, в составе которого часто применяются стальные волокна. Недостатками стальных волокон являются риск коррозии, повреждение водонепроницаемых пленок из-за жесткости волокна, а также относительно невысокие значения упругой деформации. В настоящем исследовании изучена долговечность недавно разработанных полиолефиновых двухкомпонентных волокон Concrix. Квадратные плиты из фибробетона с предварительно нанесенными трещинами подвергались воздействию статической нагрузки, а также различных водных растворов (хлорида натрия, сульфата натрия, серной кислоты). Были определены значения длительной деформации и остаточной нагрузки. По результатам лабораторных испытаний доказано, что ползучесть и воздействие агрессивных сред не являются лимитирующими факторами для применения данного типа полимерных волокон.

In tunnel and mining applications spraying of concrete is a well-established and economical alternative to conventional casting techniques. Additional time and cost savings can be achieved through the use of fiber-reinforced concrete, which are commonly used steel fibers. Disadvantages of steel fibers are the risk of corrosion, damage-proof films because of the rigidity of fibers, as well as the relatively low values of elastic deformation. The present study examined the longevity of recently developed polyolefin dual fiber. The effect of the submerging of cracked shotcrete panels to different aqueous solutions which may be present in tunnels: Sodium salt, sulfate solution, acids or simply ambient wet/dry conditions on their mechanical behavior is shown. A significant drop in the load bearing capacity was observed for some fiber types.

Введение

Армированный волокнами набрызг-бетон успешно применялся с начала 70-х годов для закрепления туннелей [1], при этом преимущественно использовались стальные волокна [2] по причине их доступности, относительно низкой стоимости и удовлетворительных механических характеристик, включая прочность на растяжение и модуль упругости. Другие типы волокон, такие как высококачественные волокна на основе поливинилового спирта (ПВС), углерода, Кевлара, щелочестойкого стекла и т. д. не получили широкого распространения по причине относительно высокой стоимости, а дешевое стекловолокно производится из нещелочестойкого стекла и, следовательно, является недолговечным. Несмотря на известные преимущества полиолефиновых волокон, многие из них обладали неудовлетворительными механическими характеристиками.

Таблица 1

Тип бетона	Цемент, кг/м ³	Песок/гравий, кг/м ³				Вода, кг/м ³	Водоцементное отношение	Суперпластификатор, кг/м ³
		Диаметр, мм						
		0–4	4–8	8–16	16–32			
Бетон 1	450	1156	544	–	–	202,5	0,45	4,5
Бетон 2	300	640	320	340	700	150	0,50	1,5

Таблица 2

Типы волокон и их характеристики					
Тип волокон	Наименование	Прочность на растяжение, МПа	Модуль упругости, ГПа	Диаметр, мм	Длина, мм
Двухкомпонентные	Concrix ES	625	10,4	0,5	50
Стальные	Dramix 80/50	> 1000	210	0,6	50

ками в набрызг-бетоне за счет низкого модуля упругости.

Поначалу применение синтетических волокон в подземном строительстве считалось проблематичным, особенно учитывая срок службы при наличии трещин [3, 4]. В отличие от стальных, полиолефиновые волокна склонны к ползучести под воздействием статической нагрузки, однако ползучесть может быть значительно уменьшена за счет применения добавок, повышающих степень кристалличности и/или модуль упругости. С другой стороны, стальные волокна в растрескавшемся бетоне могут корродировать [5]. Вследствие вышесказанного очевидна необходимость в проведении специальных исследований. В частности, проведено мало длительных экспериментов на сталефибробетоне в агрессивных средах [6, 7].

Исследование долговечности набрызг-бетона, армированного полимерными волокнами, является важным для определения возможностей его применения, если только он не используется для временного крепления скального массива.

Материалы и методы исследования

Исследуемые бетоны и волокна

Для проведения испытаний по обычному литьевому методу были приготовлены два различных типа бетона (бетон 1 и 2, табл. 1). Бетон 1 был выбран как адаптация упрощенной рецептуры набрызг-бетона, бетон 2 является обычным монолитным бетоном.

Для определения химической стойкости и ползучести фибробетона применялись различные типы и дозировки волокон (табл. 2). Изучались двухкомпонентные полимерные макросинтетические волокна Concrxix [8], основанные на полиолефине и обладающие структурированной поверхностью. Дозировка волокон составляла от 0,5 до 1 % об. (9,1 кг/м³). Для сравнения в исследовании также применялась стальная анкерная фибра.

Характеристики изучаемых составов фибробетонных приведены в табл. 3. Для изучения реологических свойств свежеприготовленной бетонной смеси определялся ее расплыв, испытания проводились в соответствии с EN 12350-5 (1999). Содержание воздуха и плотность свежеприготовленной бе-



Рис. 1. Проведение испытаний квадратных плит по SIA 162/6

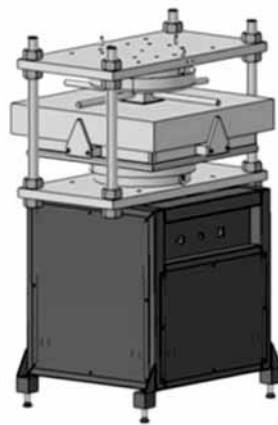


Рис. 2. Испытание квадратных плит на ползучесть под действием статической нагрузки

тонной смеси определялись по EN 12350-7 (1999) и EN 12350-6 (1999).

Механические испытания

Исследование квадратных плит проводилось согласно SIA 162/6 (1999) «Испытания

сталефибробетона» (рис. 1). Данное ориентированное на практику испытание является особенно подходящим для описания эксплуатационных свойств фибробетона, применяемого в облицовке тоннелей, а также для промышленных полов, находящихся под

Таблица 3

Исследуемые бетонные смеси, их свойства и план испытаний

Образцы	Тип бетона	Тип волокон	Содержание волокон, кг/м ³	Расплыв, кг/м ³	Содержание воздуха, %	Плотность, кг/м ³	Испытания П = ползучесть ХС = хим. стойкость
Образец 1	Бетон 1	Двухкомпонентные	9,1	54	3,8	2,330	П/ХС
Образец 2	Бетон 1	Стальные	50	53	3,0	2,365	ХС
Образец 3	Бетон 1	Двухкомпонентные	4,55	50	3,7	2,290	П
Образец 4	Бетон 2	Двухкомпонентные	4,55	44	1,5	2,414	П

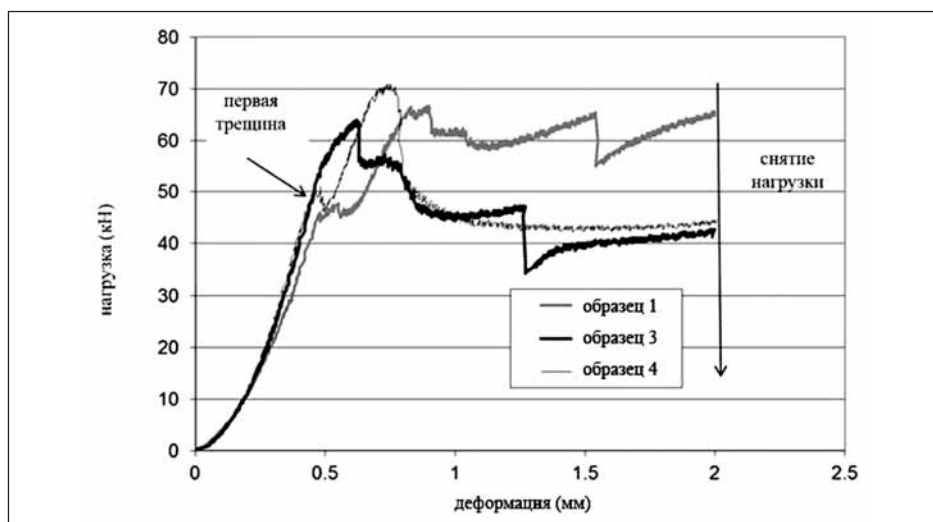


Рис. 3. Нанесение предварительных трещин. Кривые «нагрузка-деформация» (при значениях деформации до 2 мм) испытываемых образцов

Таблица 4

Условия хранения образцов

Условия хранения образцов			
Условия хранения 1	На открытом воздухе	Не накрыты пленкой	Без воздействия агр. сред
Условия хранения 2	3-% раствор NaCl	Накрыты пленкой	Еженедельно, 5
Условия хранения 3	4 г/л раствор Na ₂ SO ₄	Накрыты пленкой	Еженедельно, 5
Условия хранения 4	2-% раствор серной кислоты	Накрыты пленкой	Еженедельно, 5
Условия хранения 5	Климатическая камера (20 °С, 90 % отн. влажн.)	Не накрыты пленкой	Без воздействия агр. сред

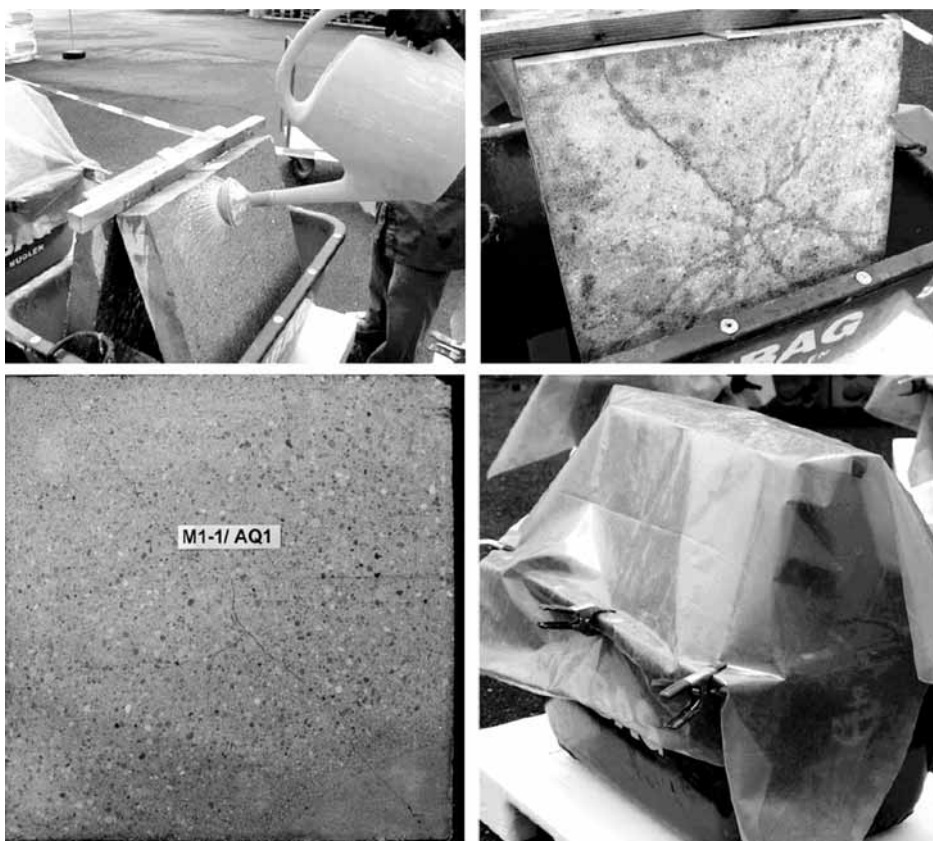


Рис. 4. Хранение бетонных плит (600×600×100 мм³) с предварительно нанесенными трещинами в различных средах

действием локального давления. Нагрузка в этом испытании прилагается к центру квадратной плиты. Измерение деформации плиты производилось непрерывно. Плита имела размер 600×600×100 мм³. Длина кромки квадратной опоры составляла 500 мм, скорость нагружения – 1,0 мм/мин. Для снижения трения плиты шлифовались до достижения поверхности шероховатости 1/100 мм. Данный метод испытания аналогичен методу EN 14488-5 (2006) и Европейским техническим условиям на торкрет-бетон (EFNARC, 2000) в части размеров опор параметров прикладываемой нагрузки.

Расчетная эффективная прочность на изгиб f_{cf} вычисляется по формуле:

$$f_{cf} = \frac{3 \int_0^{w_1} F dw}{nb_0^2 l_f} \quad (1)$$

$$w_1 = (0,07n - 0,10) \cdot l_f \quad (2)$$

где b_0 – высота испытываемой плиты (100 мм), n – число трещин, l_f – длина волокон.

Расчетная величина работы разрушения G_f определяется по формуле:

$$G_f = \frac{\int_0^{4w_1} F dw}{3nb_0^2} \quad (3)$$

Поглощение энергии (в джоулях) определяют согласно EFNARC и EN 14488-5 как интеграл деформации под воздействием нагрузки до значения деформации, равного 25 мм:

$$E_{EFNARC} = \int_0^{25mm} F dw \quad (4)$$

Методика испытания бетонных плит под воздействием статической нагрузки (испытание на ползучесть)

Испытания проводились на плитах с предварительно нанесенными трещинами. Предварительные трещины формировались путем прерванного испытания квадратной плиты (SIA 162/6). В возрасте приблизительно 90 дней испытываемые плиты (600×600×100 мм³) нагружались до тех пор, пока не достигалось значение деформации, равное $\delta = 2$ мм, сразу после чего нагрузка медленно снижалась.

После этого образцы помещались в аналогичные установки (нагружение по центру плиты, квадратная опора), в которых было возможно обеспечить приложение статической нагрузки. Нагрузка прилагалась гидравлически с использованием камеры снижения давления газа, что обеспечивало стабильность давления. Давление контролировалось манометрами и при необходимости корректировалось. Величина нагрузки регулировалась согласно плану испытания, она достигала 50–60 % от нагрузки, измеренной при пороговом значении деформации, равном 2 мм. Деформация как функция времени $\delta(t_x)$ определя-

Таблица 5

Ширина трещин (мм) образца 1 с полимерными волокнами до хранения в указанных условиях

Расположение	AQ1		AQ2		AQ3		AQ4	
	Число трещин	Условия хранения 1	Число трещин	Условия хранения 2	Число трещин	Условия хранения 3	Число трещин	Условия хранения 4
Центр	1	0,9	1	0,7	1	0,7	1	0,8
10 см	4	0,55±0,13	5	0,42±0,08	5	0,50±0,12	5	0,36±0,05
20 см	4	0,42±0,10	5	0,46±0,19	5	0,42±0,08	5	0,42±0,04

Таблица 6

Ширина трещин (мм) образца 1 со стальными волокнами до хранения в указанных условиях

Расположение	AQ1		AQ2		AQ3		AQ4	
	Число трещин	Условия хранения 1	Число трещин	Условия хранения 2	Число трещин	Условия хранения 3	Число трещин	Условия хранения 4
Центр	1	0,5	1	0,6	1	0,4	1	0,9
10 см	6	0,28±0,13	5	0,36±0,09	4	0,42±0,10	5	0,38±0,08
20 см	6	0,28±0,15	5	0,34±0,05	4	0,38±0,10	5	0,41±0,11

лась с помощью дилатометра (с точностью 1 мкм) путем измерения расстояния между двумя стержнями, расположенными на каждой стороне плиты.

Испытания квадратных плит на ползучесть проводились с применением двух типов бетона и двух различных дозировок макросинтетических двухкомпонентных волокон Conсгix. Кривые «нагрузка-деформация», зарегистрированные при нагружении плит до деформации равной 2 мм (SIA 162/6), приведены на рис. 3.

Методика испытания в агрессивных средах

В настоящем исследовании производилось сравнение химической стойкости полимерных и стальных волокон в составе бетона. Для испытания применялось два различных типа бетона. Необходимо отметить, что диаметр стального волокна, используемого в исследовании, больше, чем у стальных волокон, обычно применяемых в набрызг-бетоне (0,35 мм). Для того чтобы компенсировать меньшее количество волокон в трещине, использовалась их сравнительно высокая дозировка. Было изготовлено по пять квадратных плит каждой смеси.

Через равные промежутки времени (табл. 4 и рис. 4) образцы ополаскивали различными растворами (хлорида натрия, сульфата натрия и низкоконцентрированным раствором серной кислоты), либо хранили на открытом воздухе (Дюбендорф, Швейцария). Дополнительно по одному образцу каждой смеси выдерживали в климатической камере при температуре 20 °С и 90 % относительной влажности.

Срок хранения всех образцов составил один год. По истечении данного времени для оценки влияния агрессивных сред на механические свойства была определена остаточная прочность каждого образца по методу SIA 162/6.

Испытания проводились на бетонных плитах (600×600×100 мм³) с предварительно нанесенными трещинами (и измерением ширины трещин каждого образца). Предварительное нанесение трещин производилось повторно по SIA 162/6 до достижения порогового значения деформации 3 мм.

После подготовки образцов вышеуказанным способом, измерялась ширина полученных трещин (табл. 5 и 6). Ширина каждой трещины определялась в центре плиты и на расстоянии 10 и 20 см от центра.

Результаты испытаний

Результаты испытаний под действием статической нагрузки

На рис. 5 показано изменение деформации трех квадратных плит с предварительно нанесенными трещинами, подверженных действию постоянной нагрузки. Приведены

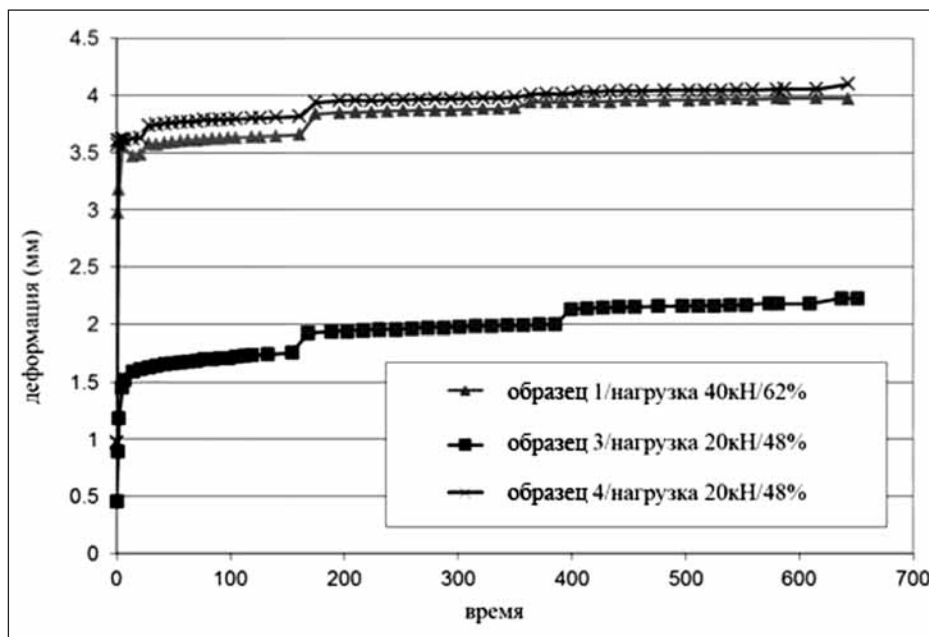


Рис. 5. Оценка изменения деформации квадратных плит с предварительно нанесенными трещинами под действием постоянной нагрузки

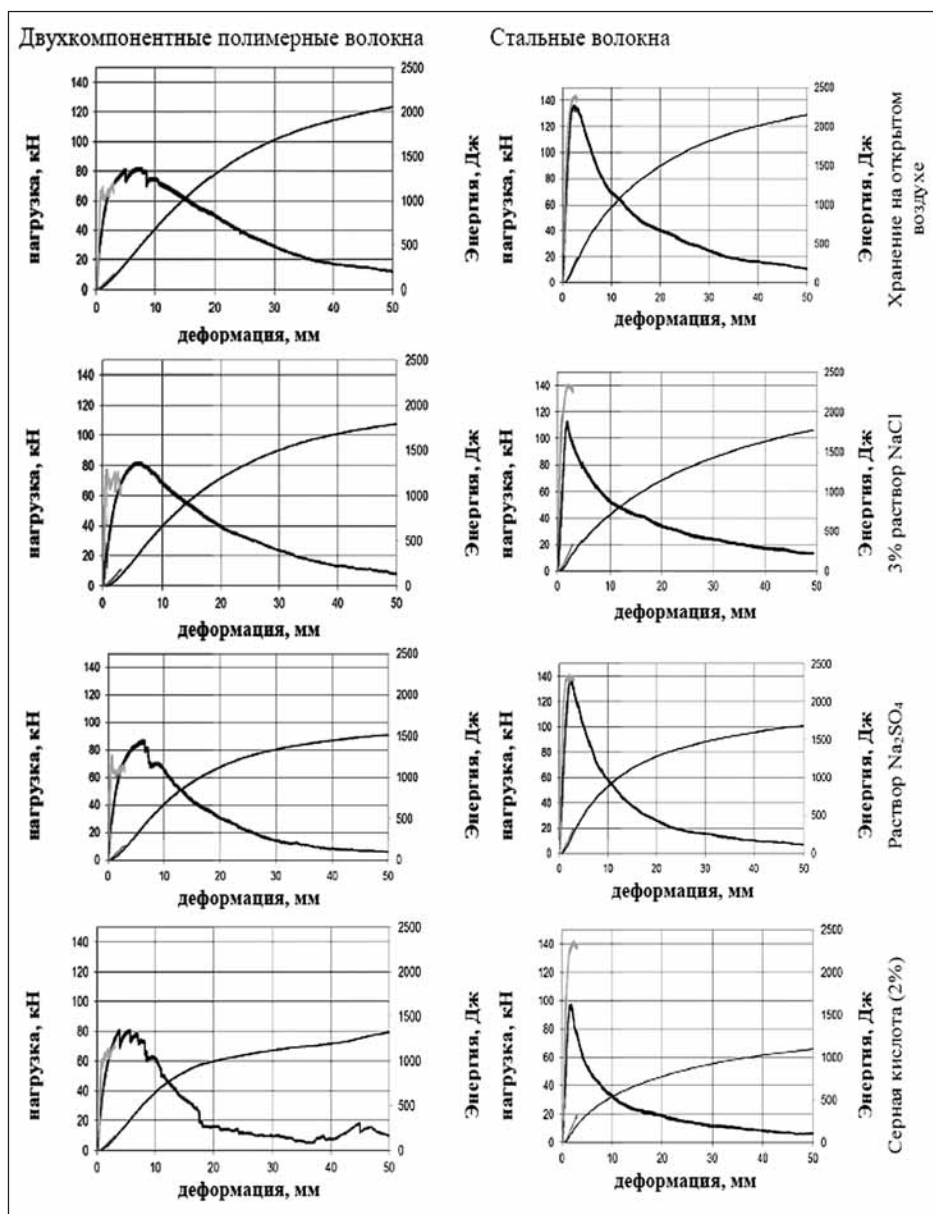


Рис. 6. Кривые «остаточная нагрузка–деформация» (жирные черные линии) и кривые энергии (тонкие черные линии) после одного года воздействия агрессивных сред в сравнении с изначальными кривыми (полученными при нанесении предварительных трещин) до воздействия агрессивных сред (серые линии)

данные об изменении деформации образцов при определенных нагрузках (абсолютная нагрузка в кН, относительная нагрузка в % от остаточной нагрузки при деформации 2 мм); воздействие нагрузки длилось в течение 650 дней. Было установлено, что увеличение деформации со временем невелико, критические значения не достигнуты.

Также установлена способность образцов выдерживать высокие статические нагрузки (89 % для образца 1; 42 % для образца 4) в сравнении со значением нагрузки в момент появления первой трещины (значение деформации приблизительно 0,5 мм, см. рис. 3).

Результаты испытания в агрессивных средах

После одного года хранения бетонных плит из сталефибробетона даже образцы, выдержанные в климатической камере и на открытом воздухе, демонстрировали явные признаки коррозии бетонной поверхности: от ржавых пятен (особенно заметных у образцов, подвергавшихся воздействию раствора NaCl) вплоть до полного растворения волокон в случае воздействия на образец низкоконцентрированной серной кислоты. Видимых изменений на поверхности бетонных плит с полимерными волокнами установлено не было.

По-видимому, глубина коррозии зависит в меньшей степени от ширины трещины, чем от длительности воздействия агрессивной среды. На нижней части плит, которые подвергались воздействию агрессивной среды в течение более длительного времени, глубина коррозии была значительно выше, чем на их верхней части.

В случае применения низко-концентрированной серной кислоты и раствора сульфата натрия наблюдалось разрушение минеральных фаз бетона, особенно в нижней части образцов, где бетонные

Таблица 7

Механические характеристики бетона, армированного полимерными двухкомпонентными волокнами, определенные по методу SIA 162/6 после одного года воздействия агрессивных сред

Двухкомпонентные волокна	Плотность до испытания, кг/м ³	Плотность после испытания, кг/м ³	Максимальная нагрузка, кН	Энергия (EFNARC), Дж	G_r , Н/м	f_{ctf} , Н/мм ²
Хранение на открытом воздухе	2325,7	2363	82,3	1,519	14,929	1,1
Раствор NaCl	2345,1	2348,1	79,7	1,365	12,898	1,04
Раствор Na ₂ SO ₄	2339,7	2336,8	81,5	1,252	10,905	1,05
Раствор серной кислоты (2 %)	2326,6	2314,7	81,1	1,067	9,551	1,01
Хранение при 20 °С и 90 % отн. влажн.	2301	–	78,3	1,236	11,969	1,01

Таблица 8

Механические характеристики бетона, армированного стальными волокнами, определенные по методу SIA 162/6 после одного года воздействия агрессивных сред

Двухкомпонентные волокна	Плотность до испытания, кг/м ³	Плотность после испытания, кг/м ³	Максимальная нагрузка, кН	Энергия (EFNARC), Дж	G_f , Н/м	f_{ctf} , Н/мм ²
Хранение на открытом воздухе	2357,5	2369,5	136,5	1674	15779	1,49
Раствор NaCl	2360,9	2363,9	113,1	1298	12115	1,11
Раствор Na ₂ SO ₄	2372,8	2366,9	138,8	1387	12224	1,32
Раствор серной кислоты (2 %)	2380,8	2363	119,6	859	7924	0,79
Хранение при 20 °C и 90 % отн. влажн.	2389	–	144,8	1715	16602	1,55

плиты пребывали в прямом контакте с деревянной рамой. Деревянная поверхность предположительно впитала в себя часть агрессивной среды, за счет чего увеличивалась длительность воздействия среды на образец.

Химической коррозии полимерных волокон не наблюдалось.

По истечении срока хранения была определена остаточная прочность квадратных плит в соответствии с методом SIA 162/6. Полученные кривые «нагрузка-деформация» приведены на рис. 6, механические свойства представлены в табл. 7 и 8.

На рис. 6 видно, что характер кривых после достижения максимумов для плит с двухкомпонентными волокнами Concrx после химического воздействия улучшился, и были достигнуты высокие значения максимальной нагрузки. Это объясняется увеличением возраста образцов в процессе их хранения в агрессивных средах. Однако при большой ширине трещин в условиях воздействия раствора сульфата натрия или низкоконцентрированной серной кислоты, были получены менее высокие значения нагрузки, что приводит также к низким значениям работы разрушения (см. табл. 7). Можно предположить, что волокна в таких образцах не изменили своего качества, но характеристики бетонного массива, а также бетона на границе раздела фаз с волокном ухудшились за счет воздействия сульфатов.

Для плит из сталефибробетона, хранившихся в растворе технической соли (NaCl) и растворе серной кислоты, характерны значительно более низкие значения максимальной остаточной нагрузки, более резкий ее спад и более низкие значения энергии разрушения (см. рис. 6 и табл. 8). Как следствие, изначально более высокие параметры сталефибробетона (образец 2) существенно ухудшаются и становятся ниже характеристик фибробе-

тона с полимерными волокнами (образец 1) под воздействием раствора серной кислоты, а также обладают сопоставимыми характеристиками с фибробетоном с полимерными волокнами под воздействием технических солей.

Выводы

Результаты испытания бетонных плит на ползучесть показали, что применение полимерных макросинтетических двухкомпонентных волокон Concrx приводит к незначительному увеличению ширины предварительно нанесенной трещины под действием статической нагрузки, при этом даже за длительное время использования ширина трещины не достигает критического значения. В течение 650 дней испытываемые образцы выдерживали воздействие статической нагрузки, составляющей более 60 % от остаточной нагрузки при деформации 2 мм, что превышает коэффициент технического использования материала. Также было установлено, что при дозировке волокон, равной 1 % об. (9,1 кг/м³) образец выдерживает действие статической нагрузки, составляющей более 70 % от максимальной. Можно утверждать, что изменение ползучести было достигнуто за счет структурированной поверхности и относительно высокого для полиолефинового волокна модуля упругости.

По результатам испытаний в агрессивных средах доказано, что полимерные двухкомпонентные волокна являются химически стойкими, тогда как стальные волокна даже при хранении на открытом воздухе, без воздействия противоблещенных солей и кислот, некоррозионноустойчивы. Низкая коррозионная стойкость стальных волокон привела к значительному снижению механических характеристик сталефибробетона через год хранения в агрессивных средах, особен-

но в присутствии технических солей и сульфатов.

Ключевые слова

Полимерная фибра, двухкомпонентное волокно.

Polymer fibers, bi-component fiber.

Список литературы

- Rose, D. 1985. *Tunnel shotcreting – strength in fibers. Civil Engineering, New York, Vol. 55(12), p. 62–63.*
- Maidl, B. 1992. *Handbook of shotcrete – Handbuch für Spritzbeton, Berlin.*
- Bernard, E. 2004. *Durability of cracked fibre reinforced shotcrete. In Shotcrete: More Engineering Developments, Taylor and Francis, London, E.S. Bernard (ed), p. 59–66.*
- Kurtz, S.; Balaguru, P. 2000. *Postcrack creep of polymeric fiber-reinforced concrete in flexure. Cement and Concrete Research, Vol. 30 (2), p. 183–190.*
- Nordström, E. 2005. *Durability of sprayed Concrete. Doctoral thesis Lulea University of Technology, ISSN: 1402–1544.*
- Hammant, D. 1998. *Durability of polypropylene fibers in Portland cement-based composites: Eighteen years of data. Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 12, p. 1809–1817.*
- Clements, M.; Bernard, E. 2004. *The use of macro-synthetic fiber reinforced shotcrete in Australia. In Shotcrete: More Engineering Developments, Taylor and Francis, London, Bernard, E.S. (ed), p. 20–22.*
- Kaufmann, J.; Lubben, J.; Schwitler, E. 2007. *Mechanical reinforcement of concrete with bi-component fibers, Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, Vol. 38, p. 1975–1984.*

Для связи с авторами

Джозеф Кауфманн
josef.kaufmann@empa.ch
Марио Мансер
Mario.Manser@bruggcontec.com



(495) 226-18-37
(342) 219-61-56
info@anker-system.ru



АНКЕРНЫЕ
СИСТЕМЫ

ВИНТОВЫЕ анкеры АТЛАНТ



Применение:

- крепление ограждений котлованов;
- крепление подпорных стен, оползневых склонов;
- устройство и усиление фундаментов анкерными сваями.



www.anker-system.ru

реклама

Физико-механические свойства винтовых анкерных штанг Атлант проверены и подтверждены протоколом испытаний ИЦ "МЕТАЛТЕСТ" ФГУП "ЦНИИчермет им. И.П. Бардина" (г. Москва)