

Журнал
Тоннельной ассоциации России

Председатель редакционной коллегии

С. Г. Елгаев, доктор техн. наук

Зам. председателя редакционной коллегии

В. М. Абрамсон, канд. экон. 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. экон. наук
Н. Н. Бычков, доктор техн. наук
С. А. Жуков
А. М. Земельман
Б. А. Картозия, доктор техн. наук
Е. Н. Курбацкий, 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. Цзекудов, 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

№ 5 2015

На строительстве метро

Щит «София» проложил тоннель между станциями «Хорошевская» и «Шелепиха» в Москве 2

Метрополитены

К 30-летию Новосибирского метрополитена. История проектирования и строительства 4
Г. Н. Полянкин, А. П. Мельник, В. И. Романов

Щитовая проходка

Прогнозирование деформаций земной поверхности при щитовой проходке тоннелей в слабых водонасыщенных грунтах: современное состояние 8
Н. А. Апёнкин

Разработка технологической типизации инженерно-геологических условий строительства метрополитена в Москве 13
Е. М. Пашкин, С. В. Мазеин, Е. Б. Рябов

Геотехника

Геотехническое обеспечение при строительстве двухпутного перегонного тоннеля с помощью ТПМК 16
К. П. Безродный, М. О. Лебедев,
В. А. Марков, А. Ю. Старков

Расчетно-технологические основы управления напряжённо-деформируемым состоянием грунта при компенсационном нагнетании 20
И. Я. Харченко, М. Г. Зерцалов,
А. Н. Симутин, А. И. Харченко

Мониторинг

Проблемы создания опорного планово-высотного геодезического обоснования для обеспечения строительства метрополитенов и тоннелей с использованием глобальной навигационной спутниковой системы (ГНСС) 24
В. Б. Никоноров

Испытания грунтов

Специальные зонды для статического зондирования грунтов – классификация, виды и условия применения 28
О. Н. Исаев, И. Б. Рыжков

Пожаробезопасность

Огнестойкость конструкций тоннеля 31
В. О. Буценко

СОДЕРЖАНИЕ



ФОТО НА ОБЛОЖКЕ

Окончание проходки левого перегонного тоннеля на участке между станциями «Хорошевская» и «Шелепиха» в Москве (с. 2)

ЩИТ «СОФИЯ» ПРОЛОЖИЛ ТОННель МЕЖДУ СТАНЦИЯМИ «ХОРОШЕВСКАЯ» И «ШЕЛЕПИХА» В МОСКВЕ

Тоннелепроходческий механизированный комплекс (ТПМК) «София» закончил проходку левого перегонного тоннеля на участке Третьего пересадочного контура между станциями «Хорошевская» и «Шелепиха». Государственный заказчик на объекте – Департамент строительства города Москвы, подрядчик – АО «Объединение «ИНГЕОКОМ».

Щит преодолел расстояние 2517 м. Трасса линии прошла под рекой Ходынка, Звенигородским шоссе, промышленной зоной в районе 1-го Силикатного проезда, крупным железнодорожным узлом, Шелепихинским шоссе.

Проходчикам пришлось работать в сложных гидрогеологических условиях на максимальной глубине 54 м. На пути следования тоннелепроходческого комплекса встретились обводненные подвижные пески, известняки и глины.

Завершив проходку перегонного тоннеля, «София» вышла в котлован станции «Шелепиха». Далее ТПМК будет перемещен в противоположный конец станционного комплекса, откуда начнет проходку в сторону ММДЦ «Москва-Сити».

Щит «София» (ЕРВ-2110-365) марки Robbins изготовлен в США по заказу АО «Объединение «ИНГЕОКОМ» в 2012 г. Длина ТПМК – 95 м. Установочная мощность – 2,5 МВт. Тоннельная обделка монтируется укладчиком кольцевого типа. Внутренний диаметр обделки – 5,7 м, внешний – 6,3 м. Ширина тубинга – 1,2 м. Комплекс оснащен системой грунтопригруза, которая регулирует давление грунта в забое, не позволяя допускать просадок на поверхности земли.



Выход ТПМК «София» фирмы Robbins

При проходке на данном участке метростроителями вновь был применен уникальный способ выдачи грунта на поверхность – с помощью вертикального конвейера. Сначала отработанная порода попадала на горизонтальную конвейерную ленту самого ТПМК, потом на тоннельный транспортер, а затем на вертикальный конвейер. Применение данного технического устройства по-

зволило увеличить скорость проходки в сложных геологических и гидрогеологических условиях.

Тоннелепроходческий комплекс «София» ранее применялся на строительстве участка Калининско-Солнцевской линии. С его помощью построен левый перегонный тоннель от станции «Деловой центр» до станции «Парк Победы» протяженностью 1888 м.



ПОЗДРАВЛЕНИЕ



20 сентября 2015 г. заслуженному строителю Российской Федерации, лауреату Государственной премии СССР, лауреату премии Совета Министров СССР Константину Ивановичу Ляшину исполнилось 85 лет.

Уважаемый Константин Иванович!

От имени всех тоннельщиков и метростроителей России поздравляем Вас с замечательной юбилейной датой – 85-летием со дня рождения.

Ваш трудовой путь в транспортном строительстве вызывает искреннее

восхищение и уважение, и может служить примером молодым поколениям строителей. Ведь у Вас есть чему поучиться.

Начав работу на стройках молодым специалистом, Вы никогда не прятались от трудностей и опасностей, не искали теплых мест и уютных кабинетов и добивались крупных производственных успехов вме-

сте с возглавляемыми Вами трудовыми коллективами. Ваши достижения были столь внушительны, что уже в достаточно молодые годы Вы были удостоены высшей награды государства – Ордена Ленина.

Получив хороший практический опыт и обеспечив успешное выполнение работ на нескольких весьма ответственных строительствах, Вы продолжили свою трудовую деятельность на ответственных должностях в Министерстве транспортного строительства СССР и в акционерном обществе «Трансинжстрой».

Являясь высококвалифицированным инженером, крупным специалистом и высоким руководителем, Вы, вместе с тем, всегда были (и остаетесь) доступным, отзывчивым товарищем, скромным человеком, а также, что немаловажно, душой компании.

Ваши незаурядные деловые качества проявились не только в производственной области, но и в сфере науки. Вы являетесь Академиком Российской академии транспорта, многолетним членом Тоннельной ассоциации России, автором целого ряда изобретений и печатных работ.

Дорогой Константин Иванович! Мы все являемся Вашими учениками и воспитанниками и питаем к Вам самые теплые чувства. Желаем Вам доброго здоровья и долгих лет счастливой жизни. Всего самого наилучшего Вашей супруге и всем членам многочисленного семейного клана.

Правление Тоннельной ассоциации России

Москва, 25-27 ноября 2015
Выставочный комплекс ВДНХ, павильон 75

Метро, мосты, тоннели 2015

Международная выставка
2015 год – 80 лет
Московскому Метрополитену

Узнайте больше о проекте на
MMTExpo.com

Организатор
Союз московских архитекторов
+7 (495) 691-86-60
info@mmtexpo.com

К 30-ЛЕТИЮ НОВОСИБИРСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА. ИСТОРИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА

Г. Н. Полянкин, заведующий кафедрой тоннелей и метрополитенов СГУПС, председатель Сибирского отделения ТАР
А. П. Мельник, генеральный директор ООО «КМП», г. Новосибирск
В. И. Романов, главный инженер проекта ООО «КМП», г. Новосибирск

Идея о необходимости создания метрополитена в г. Новосибирске возникла еще в 60-е годы прошлого века, примерно через 100 лет после открытия в 1863 г. в Лондоне первой в мире подземной железной дороги, которую назвали «столичной» – «metropolitan».

По площади и населению г. Новосибирск стоит на третьем месте после Москвы и Санкт-Петербурга. И если учесть, что зима здесь суровая и продолжительная, с устойчивым снежным покровом, сильными ветрами и метелями, а город разделен на правую и левую части рекой Обь, то было совершенно ясно, что без современных средств транспорта и системы коммуникаций перспективное развитие города невозможно.

В 70-е годы XX в. были разработаны все необходимые документы, обосновывающие необходимость создания первого в Сибири метрополитена, по которым в 1971 г. подготовлена и в 1972 г. утверждена комплексная генеральная схема развития городского транспорта до 2000 г., включая все возможные линии метрополитена.

В соответствии с этой схемой было намечено строительство трех линий метро (рис. 1): Ленинской, Дзержинской и Кировской (по названиям районов города) общей протяженностью 52 км с 36 станциями. Ленинская линия должна была соединить правобережную и левобережную части города, Дзержинская пройти по правому берегу р. Оби, а Кировская – по левому.

На основании комплексной генеральной схемы развития городского транспорта были разработаны и утверждены: в 1975 г. – технико-экономическое обоснование (ТЭО) строительства I очереди метрополитена, а в 1978 г. – технический проект I очереди строительства метрополитена в г. Новосибирске, в которую входил участок Ленинской линии от площади Калинина до площади Маркса (11,4 км) с мостом через р. Обь (2,1 км), однопутный участок Дзержинской линии от площади Гарина-Михайловского (железнодорожный вокзал) до пересадочного узла ст. «Сибирская» – ст. «Красный проспект» на пересечении улицы Гоголя и Красного проспекта (1,6 км), соединительная ветка между этими линиями, двухпутная ветка в электродепо «Ельцовское» и собственно депо, инженерный корпус на полное развитие метрополитена, база и объекты соцкультбыта метрополитена и кадров эксплуатации.

Утверждение правительством СССР в ноябре 1978 г. технического проекта I очереди метрополитена в г. Новосибирске открыло государственное финансирование для вы-

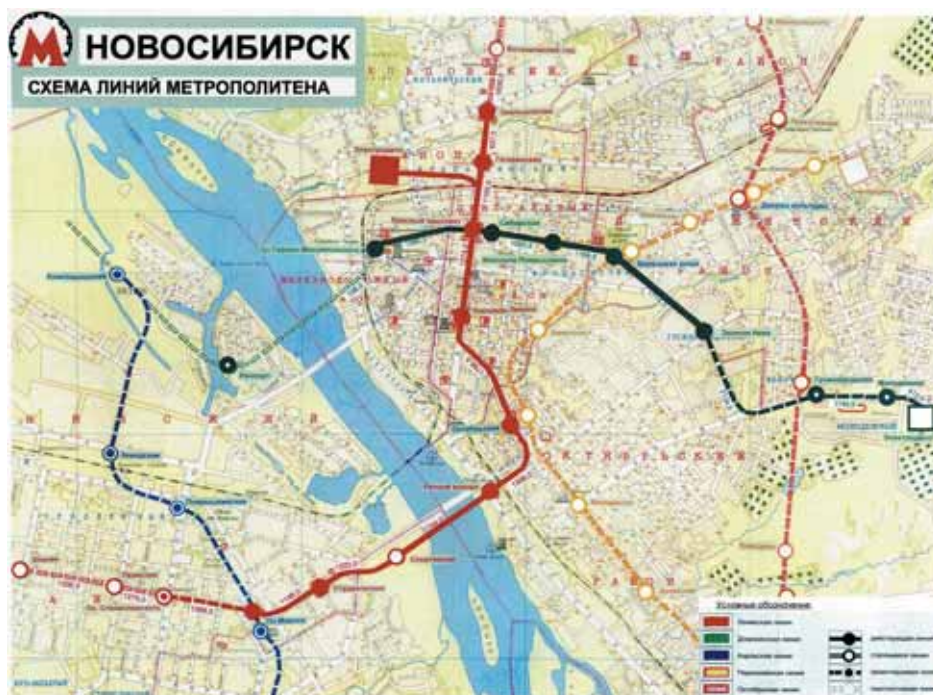


Рис. 1. Схема линий Новосибирского метрополитена

полнения рабочих чертежей и непосредственного строительства метро.

В начале 1979 г. на базе тоннельной группы отдела мостов крупнейшего в Сибири института «Сибгипротранс», возглавляемой главным инженером проектов Ю. Г. Самочерновым, принимавшим непосредственное инициативное участие на всех стадиях обоснования строительства метрополитена в Новосибирске, был создан первый за Уралом институт по проектированию городского метро – «Новосибметропроект» – филиал ленинградского института «Ленметрогипротранс», который и возглавил Ю. Г. Самочернов. ГИПом был назначен – В. Н. Коженков, а главным инженером с 1981 г. переводом был определён В. И. Романов, до этого работавший ГИПом в отделе мостов Сибгипротранса. С 1986 по 2011 г. институт возглавлял А. П. Мельник, начавший свою карьеру в Новосибирметропроекте в 1979 г. в качестве начальника бригады конструкторов.

В первой половине 80-х годов Новосибирметропроект наращивал свои силы за счет частичного притока квалифицированных кадров из проектных институтов города и мо-

лодых специалистов – в основном из Новосибирского института инженеров железнодорожного транспорта (НИИЖТ), где с 1932 г. готовили инженеров по специальности «Мосты и тоннели».

15 января 1979 г. приказом МПС СССР была создана Новосибирская дирекция строящегося метрополитена (первый начальник Гурков Юрий Николаевич), преобразованная в 1993 г. в МУП «Управление заказчика по строительству подземных транспортных сооружений».

Перед городом и заказчиком стояла сложнейшая задача – в кратчайшие сроки обеспечить строительство рабочими чертежами при условии одновременного создания подрядной проектной и строительной организаций. О нормативных сроках проектирования говорить не приходилось – первые чертежи разрабатывались и передавались подрядчику прямо на строительной площадке. Уже в апреле 1979 г. были готовы рабочие чертежи свайного ограждения котлована и земляных работ по платформенному участку станции «Октябрьская» и 12 мая 1979 г. на месте будущей станции была забита первая свая.

Особенности проектирования сооружений I очереди метрополитена в г. Новосибирске

Первая очередь метрополитена в её существующем виде – это 13 км двухпутной линии мелкого заложения с 10 станциями (плюс одна перспективная на левой пойме р. Обь – «Спортивная»), двухпутная ветка – 1,4 км в электродепо «Ельцовское», само депо и инженерный корпус (управление метрополитена).

Мелкое заложение линии характерно открытым способом сооружения станций, что хоть и вызывает временные неудобства при их строительстве, но в конечном итоге очень удобно для пассажиров, которым нужно быстро попасть в поезд, проехать и быстро подняться на поверхность.

Конструктивное и архитектурно-художественное оформление станций Новосибирского метрополитена было обусловлено эпохой 80-х гг. XX в.

Особенности станций I очереди строительства Новосибирского метрополитена

Последовательность станций дана в хронологическом порядке проектирования.

Станция «Октябрьская» первая, которую запроектировал Новосибирский метропроект. Архитектурная идея выражена в виде символических факелов Октябрьской революции, под которые облицованы колонны платформенного участка (автор – архитектор В. В. Питерский, ГИП В. Н. Коженков).

При строительстве станции была впервые использована уникальная технология анкерной крепи стен котлована, запатентованная во многих странах мира, которую разработали сотрудники СибЦНИИС под руководством Б. В. Корякина (рис. 2).

Эту технологию с применением пневмопробойников системы Новосибирского института горного дела СО АН СССР удачно применили для строительства многих сооружений метрополитена взамен металлоемких трубчатых распорок – расстрелов, мешающих работе при раскрытии котлована и монтаже конструкций станции.

Станция «Студенческая» запроектирована с путевым развитием в виде двух тупиков, расположенных между главными путями в сторону площади Маркса, и предназначенных для оборота и ночного отстоя четырех метро-

поездов и их технического обслуживания, так как данная станция была конечной до ввода в эксплуатацию ст. «Площадь Маркса».

Архитектурный облик этой колонной рядовой станции выражен светлыми тонами белого цвета мраморной отделки стен, символизирующего свет науки.

Станция «Вокзальная» (переименована в «Площадь Гарина-Михайловского») хотя и была утверждена в техническом проекте I очереди строительства метрополитена, но относится уже к другой – Дзержинской линии.

Учитывая значимость местоположения, по этой станции был объявлен конкурс на её архитектурную отделку среди ведущих институтов СССР, проектирующих метрополитены.

Конкурсные работы оценивала архитектурная общественность города, которая остановилась на варианте головного в СССР московского института «Метрогипротранс» (архитекторы Л. Н. Попов, В. С. Волович) с применением сводчатых куполов в потолке и блестящего белого цвета мрамора из карьера «Слюдянка» на стенах.

Станция «Вокзальная» была запроектирована конечной для I очереди строительства с одним перегонным тоннелем до станции «Сибирская», так как второй тоннель должен достраиваться на II очереди строительства метрополитена с вводом ст. «Маршала Покрышкина». Из-за этого до 2000 г. курсировал один челночный поезд.

Полнооборотное движение поездов по двум путям с нормальными интервалами времени было открыто только после ввода обоих тоннелей в 2005 г. от ст. «Маршала Покрышкина» до ст. «Березовая роща», где имеется оборотный съезд с одного пути на другой, такой же, как и построенный перед станцией «Вокзальная».

Станция «Площадь Ленина». Конкурс на архитектурное оформление станции в центре г. Новосибирска выиграл институт «Ленметрогипротранс» (архитектор А. С. Гецкин), а на художественное – московский художник А. Н. Кузнецов (его фамилия запечатлена на одной из мраморных картин, которые были набраны на складчатом рельефе по торцам посадочной платформы. Архитектурное решение станции подчинено её названию, выдержано в строгих лаконичных

и объемных цельных формах, даже буквы на стенах монументальны. По концам платформенного участка выполнены так называемые «разломы» с повышенной высотой для демонстрации мощи сводчатой части платформенного участка и монументально-художественных картин (рис. 3).

Станцию «Речной вокзал» разместили между железнодорожными путями и ул. Большевикская на стыке с метромостом, на котором расстояние между осями путей равно 4,2 м, в связи с чем предусмотрели боковые посадочные платформы. Архитектурно-художественное оформление платформы станции выполнили архитекторы Новосибирского метропроекта В. В. Питерский и В. Г. Козляев, которые подчинив дизайн идее названия, предусмотрели обтекаемые формы подвесного потолка с круглыми светильниками и иллюминаторами по стенам с мозаичными витражами с названиями крупнейших портов на реке Обь.

Под железной дорогой запроектировали подземный пешеходный переход для организации пересадки пассажиров на пригородные электрички.

От «холодного» метромоста, который практически входит своей правобережной эстакадой в вестибюль, станция защищена воздушно-тепловой завесой. Строительство станции велось в открытом котловане, крутые борта которого удерживались самой экономичной нагельной крепью, запроектированной Новосибирским метропроектом по разработке кафедры тоннелей и метрополитенов НИИЖТа (автор Ю. Н. Савельев).

Станции «Красный проспект» и «Сибирская» являются пересадочными на пересечении Ленинской и Дзержинской линий в разных уровнях. На узле пересечения был запроектирован и построен объединенный вестибюль станций с кольцевым подземным переходом по контуру перекрестка Красного проспекта и ул. Гоголя. Авторы отделки станций – архитекторы В. В. Питерский, Е. Е. Малыхин и С. В. Моржаков.

Станция «Гаринская». Архитектурная отделка задумана архитекторами В. Г. Козляевым и Е. Е. Малыхиным с космическим уклоном: темно-синее звёздное небо с лёгкой пространственной трубчатой структурой на потолке со встроенными светильниками

Рис. 2. Обсуждение проектов строительства, 1979 г. (в центре Ю. Г. Самочёрнов, Б. В. Корякин, Б. Е. Славин)



Рис. 3. Одноводчатая станция Новосибирского метрополитена



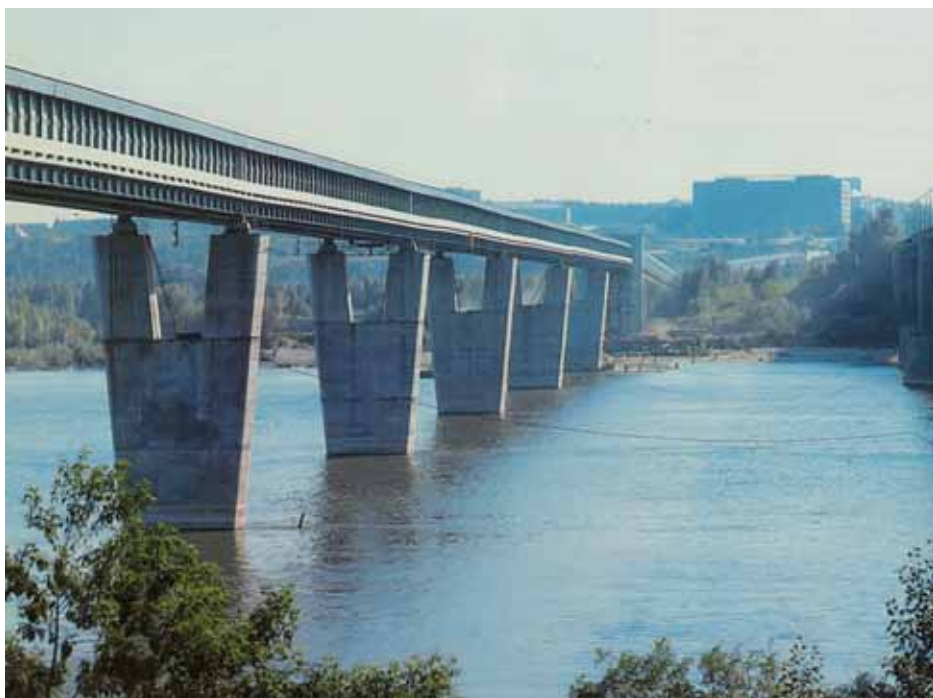


Рис. 4. Метромост в г. Новосибирске

(звёздами); полированная нержавеющей сталь колонн неземных конструкций; на стенах дефицитнейший в то время черный тонированный стемалит.

Во время строительства были предложения некоторых граждан и подрядчика отказаться от станции – зачем, мол, такие короткие перегоны между соседними станциями – 0,93 км до ст. «Заельцовская» и 1,10 км до ст. «Красный проспект». Новосибирский метропроект отстоял своё решение, доказав необходимость ст. «Гагаринская» при устройстве пересадочного узла на железнодорожные пригородные поезда. Жизнь это подтвердила – сейчас там посадочные платформы электричек.

Станция «Площадь Маркса» построена пересадочной на Кировскую линию III очереди строительства метрополитена. Под полом средней части платформы выполнены и временно накрыты разборными конструкциями лестничные спуски пассажирского перехода с пешеходным тоннелем до наружной стены станции, которые ждут «своего» часа.

Архитекторы В. Г. Козляев, Е. Е. Малыхин и дизайнер С. В. Моржаков (автор светильников) выразили в архитектурном облике станции контрастность с элементами монументальности, незаконченность и нагромождённость образа, связанные с её названием.

В короткие сроки были запроектированы и построены дополнительные многочисленные подземные пешеходные переходы на одноимённой площади для выхода из станции метрополитена в разных направлениях к торговым центрам и улицам.

Станция «Заельцовская» (рабочее название «Площадь Калинина»). Архитектурно-конструктивное решение станции (архитекторы В. Г. Козляев, Е. Е. Малыхин, ГИП – В. И. Романов) выполнено в открытом стиле с повышенным сводом платформенного участка, в результате чего из вестибюлей полностью виден

посадочный перрон, также как на ст. «Гагаринская». Все входы станции по рабочим чертежам объединены кольцевым пешеходным тоннелем с промежуточными выходами на ул. Дуся Ковальчук к остановкам наземного транспорта. По экономическим причинам эти тоннели до настоящего времени не построили.

Над оборотными тупиками станции, идущими почти до кинотеатра «Прогресс», вместо обратной засыпки грунтом соорудили подземный зал, используя опалубку для бетонирования свода платформенного участка. Это решение позволило не только снизить стоимость строительства, но и получить выгоду от продажи подземного пространства для различных нужд обслуживания населения или размещения в нём торгово-развлекательного комплекса.

Особенности отдельных сооружений I очереди Новосибирского метрополитена

Метромост через реку Обь – уникальное искусственное сооружение, построенное и эксплуатируемое в условиях Сибири. Удерживает мировой рекорд среди метрополитенов по длине: общая – 2145 м, из нее речная часть – 896 м. На рис. 4 показан общий вид реализованного варианта метромоста, разработанного институтом «Ленгипротрансстрой» (комплексный ГИП С. В. Цыганцов, ГИП русловой металлической части К. П. Виноградов), выполнен в виде коробчатого неразрезного двухпутного семипролётного строения весом 6200 т из низколегированной медистой стали.

Подходные пойменные части метромоста запроектированы в виде железобетонной эстакады с закрытой галереей из железобетонных панелей-оболочек, изготавливаемых по ударной технологии (так называемый «шок-бетон»). Оболочки не смогли изготовить наши заводы, и Новосибирский метропроект перепроектировал их с применением предложенно-

го Главтоннельметростроем дефицитнейшего в то время профилированного стального настила цвета морской волны.

Электродепо «Ельцовское». Новосибирский метропроект (ГИП Л. К. Белых) пришлось проектировать рабочую документацию на строительство основного электродепо метрополитена параллельно с его строительством.

По мере подготовки отдельных площадок, трест «ЗапСибТИСИЗ» – Ф. С. Тофанюк проводил инженерно-геологические изыскания, по которым Новосибирский метропроект выдавал рабочие чертежи на отдельные сооружения с учетом конкретных условий площадок строительства.

В целом, благодаря настойчивости городских исполнительных и партийных властей (В. М. Миронов), усилиям заказчика (ДСМ – Ю. Н. Гурков, Г. С. Рузаев), проектировщиков и строителей, электродепо состоялось. В то время это было самое современное предприятие, а по мощности за Уралом ему и сейчас нет равных. Здесь имеются все виды ремонта подвижного состава метрополитена (включая капитальный) и электромеханического оборудования.

Интенсивные темпы строительства Новосибирского метрополитена были обеспечены за счет четкой организации работ, с привлечением всех ресурсов промышленных предприятий области. Город, его жители, проектировщики и метростроители, объединившись в едином порыве, преодолели все трудности и построили первый за Уралом Новосибирский метрополитен за 6,5 лет от начала (первой свай) до пуска первого поезда метрополитена. Таких темпов строительства в суровых климатических условиях Сибири не знала история метростроения России.

Для координации действий всех участников строительства метрополитена в марте 1979 г. был создан городской штаб во главе с первым секретарем Горкома Г. В. Алешиним. Особую роль в организации строительства сыграли руководители Главтоннельметростроя Ю. А. Кошелев (в то время начальник) и С. Н. Власов (главный инженер, выпускник НИВИТа), которые весь ход строительства метрополитена держали под своим личным контролем.

Краткая хроника событий

В октябре 1979 г. создан тоннельный отряд (ТО) № 27, который возглавил А. М. Добрюк.

С января 1980 г. начал работу ТО № 29 под руководством М. М. Немилостивых, опытного строителя уникальных подземных объектов в г. Красноярске и на дальнем Востоке.

М. М. Немилостивых до создания треста «Новосибирскметрострой» практически являлся руководителем строительства Новосибирского метрополитена.

В мае 1981 г. ТО № 29 возглавил В. А. Колточихин, главным инженером назначен В. В. Тур.

В августе 1982 г. образован ТО № 33 под руководством В. Ф. Мора, затем В. М. Янковского.

В 1981 г. началось формирование Управления строительства «Новосибирскметрострой». Под руководством первого начальника управления М. М. Немилостивых и главного инженера

В. В. Шипицына решались сложные задачи организации строительства, подбор кадров, открытие базовых подразделений и предприятий.

В январе 1983 г. УС «Новосибирскметрострой» возглавил С. А. Смирнов, ранее работавший на БАМе и Ленметрострое. Он продолжил формирование коллектива метростроя, пригласив опытных специалистов из других городов и с БАМа. Среди тех, кто начинал строить Новосибирское метро: С. И. Бочкарев, Е. М. Коноплев, А. Н. Агеев, В. Н. Смыслов, Л. Н. Корольков, Г. А. Сунайкин, В. Г. Лапшин, В. В. Тур, А. В. Христолюбов, Г. К. Величко, Н. И. Буреев, В. И. Кузминых, В. В. Гридасов и др. (рис. 5).

Многие впоследствии возглавили бригады, заняли руководящие и инженерные должности. Научное сопровождение проектирования и строительства Новосибирского метрополитена развивалось в двух направлениях:

- выбор рациональных научно-технических решений с учетом специфики региона;
- оперативная помощь в решении конструкторских и технологических задач.

По научным направлениям активно работали сотрудники СибЦНИИСа, ИГД СО АН СССР. Важные вопросы строительства метрополитена и обеспечения кадрами курировали выпускники и преподаватели НИИЖТа: С. А. Компаниец, А. К. Поправко, Б. Е. Славин.

Для усиления этих аспектов работы и подготовки высококвалифицированных инженеров-тоннельщиков для Новосибирска и Байкало-Амурской магистрали в 1982 г. в НИИЖТе была организована кафедра тоннелей и метрополитенов под руководством А. К. Поправко. С 1999 г. кафедре возглавляет к. т. н. Г. Н. Полянкин, который одновременно руководит Сибирским отделением Тоннельной ассоциации России.

При строительстве объектов Новосибирского метрополитена использовали самые современные для того времени технологии и оборудование. Проходка перегонных тоннелей велась с помощью отечественных механизированных щитовых комплексов КТ-5,6 Д2 и модификация Б2, пробовали применить щитовые комплексы с обделкой из монолитно-прессованного бетона и др.

Одной из сложных задач явилось создание надёжного крепления котлованов, в которых сооружались станции и участки открытого способа строительства. В связи с этим СибЦНИИС и ИГД СО АН СССР разработали, проверили в производственных условиях и внедрили для широкого применения при креплении стен котлованов грунтовые анкеры с применением пневмопробойников для их устройства.

В опытном проектировании, разработке технологии и натурных исследованиях анкеров принимали активное участие сотрудники Новосибирского метропроекта, ТО № 29, Новосибирского отдела специального конструкторско-технологического бюро Главтоннельметростроя и Западно-Сибирского филиала Всесоюзного проектно-технологического института транспортного строительства. Грунтовыми анкерами закреплены участки на станциях «Октябрьская», «Студенческая», «Речной вокзал», а также портал перегонных тоннелей на левом берегу р. Оби.



Рис. 5. Сибирские метростроители 7 ноября 1982 г.

Итогом этой титанической работы стало то, что в декабре 1985 г., 30 лет назад, в Новосибирске, крупнейшем промышленном, научном и культурном центре на востоке России, была сдана первая линия метрополитена, и он по праву стал именоваться столицей Сибири. В действие вступили 8,5 км I очереди метрополитена с пятью станциями от ст. «Красный проспект» до ст. «Студенческая», электродрепо «Заяльцовское» и инженерный корпус. Строительство первого пускового участка длилось всего 6,5 лет.

Большая заслуга в организации строительства метро принадлежит председателю Горсовета И. П. Севастьянову, руководству обкома КПСС Ф. С. Горячеву и А. П. Филатову. На различных этапах активно работали А. Х. Алиджанов, В. А. Боков, О. Ф. Деменко, А. М. Краснополянский, Ю. С. Лелеков (первый начальник метрополитена), М. А. Труханов, позднее, с 1985 г., В. В. Казарезов (горком КПСС), В. П. Чикинён, И. И. Индинок (мэр), В. М. Можейкин, П. В. Лапков, Г. Н. Глебов (заместители мэров) и др.

В последующие годы реализация проекта строительства метрополитена продолжалась, однако по ряду причин темпы строительства изменились [3, 4].

В декабре 1987 г. сдан участок 1,54 км II очереди метрополитена с одним правым перегонным тоннелем и две станции: «Сибирская» (пересадочная на ст. «Красный проспект») и «Площадь Гарина-Михайловского» (у главного железнодорожного вокзала).

В июле 1991 г. сданы перегонные тоннели и ст. «Площадь Маркса», а завершилось строительство I очереди в 1992 г. открытием станций «Заяльцовская» и «Гагаринская».

В 1990 г. началось строительство второй очереди метрополитена, включающей в себя три станции на Дзержинской линии – «Маршала Покрышкина», «Берёзовая роща» и «Золотая Нива».

В 2001 г. была откорректирована и утверждена генеральная схема развития метрополитена в г. Новосибирске, которая состояла уже из пяти линий общей длиной 91,4 км с 53-я станциями.

В 2005 г. была открыта станция «Берёзовая роща», а 7 октября 2010 г. – станция «Золотая Нива» на пересечении улиц Бориса Богаткова и Копурникова.

В 2018 г. намечено построить ст. «Гусинобродская» у одноимённого шоссе, а в 2020 г. завершить строительство правобережного участка Дзержинской линии с выходом к «восточным воротам» города у жилого микрорайона «Молодежный».

В г. Новосибирске изначально удачно решена схема линий метрополитена, в том числе правильно выделена I очередь с мостом через р. Обь, включая участок Дзержинской линии от железнодорожного вокзала «Новосибирск-Главный».

Сейчас в Новосибирском метрополитене введено в действие две линии и 13 станций (I и II очереди строительства). Это четвёртый по величине метрополитен в России и третий по объёму перевозок пассажиров на 1 км длины линий.

Список литературы

1. В. И. Демин, *Первое в Сибири*. – Новосибирское книжное издательство, 2004. – 224 с.
2. *Новосибирское метро. История строительства*. – Новосибирское книжное издательство, 2004. – 352 с.
3. Г. Н. Полянкин, *Проблемы сооружения метрополитена в г. Новосибирске*. – «Метро и тоннели» № 6 2007. – с. 12–14.
4. Г. Н. Полянкин, *Как строился первый метрополитен в Сибири*, «Транспортное строительство» № 7, 2014, с. 30–31.



ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ ЩИТОВОЙ ПРОХОДКЕ ТОННЕЛЕЙ В СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТАХ: СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ

PREDICTION OF GROUND SURFACE DEFORMATION INDUCED BY TUNNELING IN SOFT WATER BEARING SOILS: A STATE-OF-THE-ART REVIEW

Н. А. Апёнкин, аспирант кафедры ФизГео, МГИ Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»

N. A. Apenkin, Post-graduate student, physics-technical department, Moscow Mining Institute, National University of Science and Technology «MISIS», Russia

Рассмотрены результаты существующих исследований по определению деформаций земной поверхности при щитовой проходке тоннелей высокотехнологичными комплексами в слабых водонасыщенных грунтах. Кратко анализируются экспериментальные результаты, замкнутые аналитические решения, а также результаты численных расчетов полей избыточного давления поровой воды и полей деформации в грунтовом массиве и деформации земной поверхности. Предварительно обсуждаются механизмы передачи давления пригруза на грунтовый массив и образование в грунтовом массиве зон с избыточными поровыми давлениями. Передача давления пригруза на грунтовый массив описывается в форме граничных условий для двух типов пригруза тоннельного забоя заданием полных напряжений и нулевого потока жидкости при остановах. Приведены характерные экспериментальные графики распределения избыточного порового давления как перед щитом, так и вокруг тоннельной обделки вне корпуса щита. Даны примеры полей избыточного порового давления. Отмечаются характерные времена рассеивания избыточных поровых давлений и времена консолидации грунтового массива. Даются также графические зависимости оседания и горизонтальных смещений земной поверхности, полученные экспериментально и численными методами. Обсуждаются характерные явления, сопровождаемые консолидацией: углубление и сужение мульды мгновенного оседания в условиях консолидации, изменение напряженного состояния непосредственно вокруг тоннельной обделки во времени.

The review of previous studies on ground surface deformation induced by modern TBM tunneling in soft water bearing soils is presented. Experimental results, closed analytical solutions, applied techniques and numerical results on excess pore water pressure fields in subsurface and deformation of ground surface are briefly analysed. Mechanism of support pressure transmission on soil mass and generation of excess pore pressure zones is beforehand considered. Support pressure transmission at the heading face is covered by boundary conditions for total stresses and fluid flow to be zero during standstill. The typical experimental plots of excess pore pressure distribution both ahead shield face and around tunnel lining are presented. Examples of fields for excess pore water pressures. The characteristic time periods for dissipation of excess pore pressures and consolidation to be completed are noted. The graphical ground settlement – time relationships are given as well, which are derived experimentally and by computations. The characteristic phenomena attended with consolidation: deepening and narrowing of immediate settlement trough under consolidation, changes of state of stress around the lining in time are discussed.

Прогнозирование деформации земной поверхности вследствие проходки тоннелей является основным аспектом проектирования тоннелей в условиях городской окружающей среды. Большая часть исследований по деформациям над тоннелями охватывает только периоды времени, в течение которых велась активная проходка тоннелей [1, 11, 20]. Это результаты по краткосрочному или «мгновенному» оседанию, которые составляют основу для большинства

случаев прогнозирования. Известно, что имеет место и длительный компонент оседания над тоннелями, но данных по длительному развитию оседаний во времени существует намного меньше, чем в случае «мгновенных оседаний» [11, 16, 20].

Развитие во времени, форма, величина и причины мгновенных оседаний достаточно хорошо понятны. Оседания развиваются в форме обратной S-образной кривой при проходке тоннеля под контрольной точ-

кой [11]. Измерения, сделанные в точках, ортогональных к линии тоннеля, дают кривую в виде гауссовой кривой, с шириной, прямо связанной с положением горизонтальной линии центров тоннеля.

В общих чертах известно, что длительное оседание может быть существенным, особенно когда проходка тоннеля ведется в сильно сжимаемых грунтах. В работе [16] представлены примеры длительных оседаний, где длительный компонент прибли-

тельно в десять раз был больше мгновенного компонента оседания. Более типичным является увеличение вследствие долгосрочного оседания порядка от 30 до 100 %. Зарегистрировано, что влияние долгосрочного оседания проявляется в расширении мулды оседания. Также было отмечено, что оседание является следствием консолидации.

Оседание в условиях консолидации происходит вследствие увеличения эффективных напряжений из-за уменьшения порового давления. Измерение порового давления является поэтому лучшим средством изучения причин консолидации вокруг тоннелей. Поровые давления вокруг тоннеля изменяются в ходе строительства и по его завершению.

Физически процесс изменения поровых давлений в грунтовом массиве представляет двухстадийным:

а – генерация (формирование) избыточных поровых давлений (положительных и отрицательных относительно исходного давления) в результате активного ведения работ по проходке;

б – рассеивание (уменьшение положительных и увеличение отрицательных) избыточных поровых давлений при останове работ для монтажа кольца обделки или проведения работ по обслуживанию (рис. 1). Схематически изменение объемных деформаций в элементах грунта представлено на рис. 2. Здесь ε_{vol} – объемная деформация, p_0 – исходное давление воды в порах, p – текущее поровое давление, k , λ – характеристики грунта при набухании и уплотнении, соответственно [5, 15, 18].

Процесс формирования избыточных поровых давлений происходит перед забоем при использовании активного пригруза забоя и над обделкой в ходе отверждения тампонажного раствора в строительном зазоре «обделка – грунтовый массив» (линия ОА на рис. 2 – набухание). В ходе останова и завершения процесса отверждения тампонажного раствора или окончания строительства происходит рассеивание избыточных поровых давлений (линия АВ на рис. 2) с нарастанием

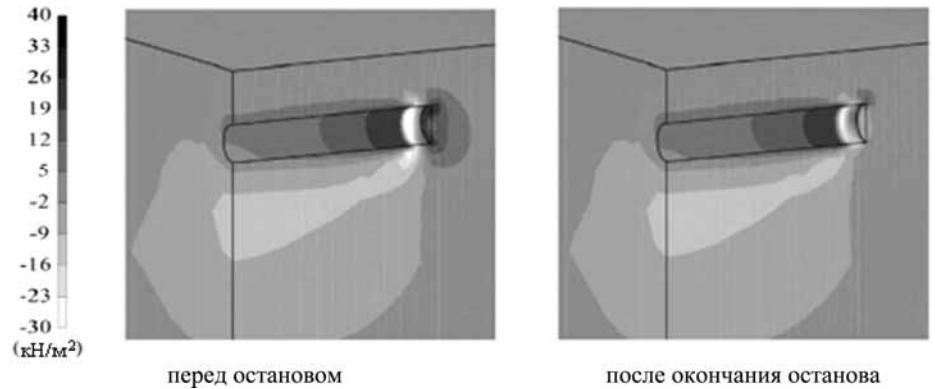


Рис. 1. Распределение избыточных поровых давлений [10]

деформаций сжатия – консолидация. Этот процесс является циклическим при строительстве тоннеля с многократным набуханием и рассеиванием избыточного порового давления и, соответственно, деформациями грунтового массива.

В горно-геологических условиях, осложненных наличием грунтовых вод, используются высокотехнологичные средства проходки тоннелей: тоннелепроходческие механизированные щитовые комплексы (ТПМК) с активным (грунтовым или бентонитовым) пригрузом забоя и с закрытой головной частью [2]. Состояние равновесия в грунтовом массиве поддерживается с помощью специальной среды, противодействующей давлению грунта и воды. Перед щитом с бентонитовым (сuspensionным) пригрузом (гидропригрузные щиты – ЩСП) в забое создается компенсационное давление бентонитовой сuspension, которое поддерживается на неизменном уровне. В щитах с грунтовым пригрузом (ЩГП) в качестве поддерживающей среды используется разрабатываемый ротором грунт с добавлением пенных реагентов [3, 14] (щиты с пеногрунтовым пригрузом ЩПГП). В таких обстоятельствах исключается водоприток в забойную камеру щита. При применении современных гидронепроницаемых обделок исключается также и водоприток в сооружаемый тоннель.

Типичные области применения для щитов с грунтопригрузом и сuspensionным пригрузом поясняются на рис. 3. Посредством кондиционирования пеной стало возможным расширить область применения щитов с грунтовым пригрузом до грунтов, которые принадлежат области применения щитов с сuspensionным пригрузом [14].

Вычисление передаваемых на забой тоннеля напряжений от действия давления пригруза основаны на двух моделях: мембранной и модели проникания (рис. 4). Эта задача зависит от свойств грунта и поддерживающей среды [7].

Избыточные давления поровой воды возникают в процессе ее вытеснения от проникания либо бентонитовой сuspension, либо пены. В щитах с сuspensionным пригрузом имеют место только малые избыточные давления поровой воды вследствие высокого коэффициента фильтрации грунта, если окружающие условия позволяют течение поровой воды.

Когда фильтрационная корка не формируется (для грунтов с коэффициентами фильтрации $k \approx 10^{-5}$ м/с и более) или если эта фильтрационная корка непрерывно удаляется режущим диском происходит большое поступление воды в грунт [7].

При использовании метода грунтопригруза может течь большое количество пены, и таким образом достигается длительное влия-

Рис. 2. Схематическое представление изменений объемных деформаций при изменении поровых давлений

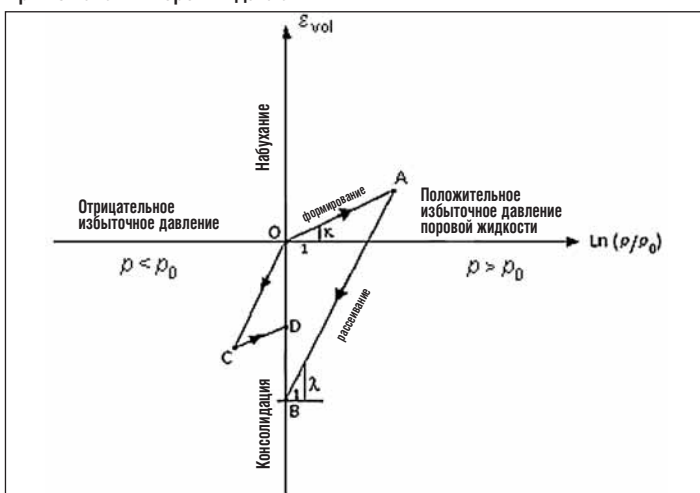
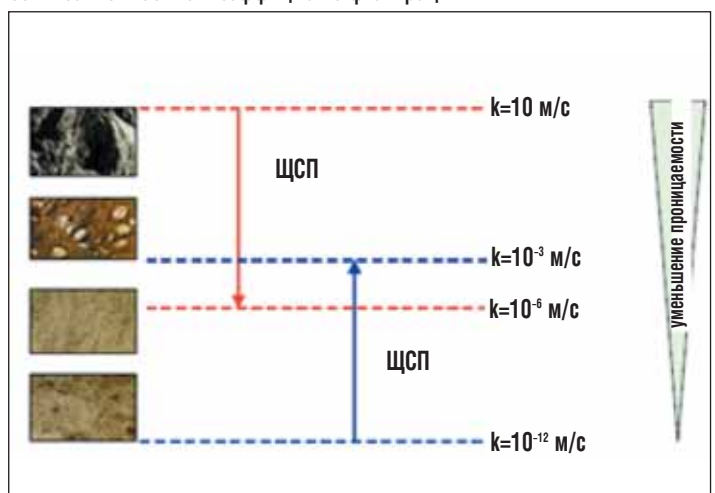


Рис. 3. Области применения щитов с гидропригрузом и грунтовым пригрузом в зависимости от коэффициента фильтрации



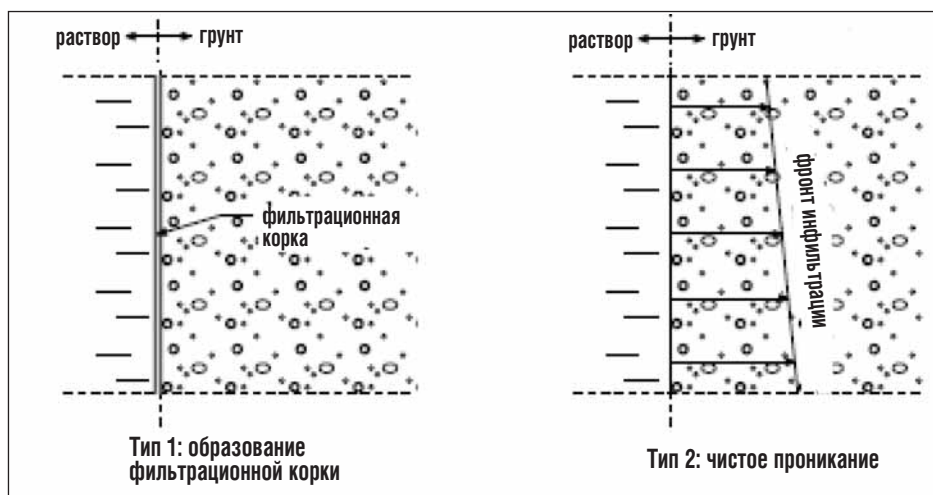


Рис. 4. Два случая инфильтрации бентонитовой суспензии

яние на прижимной баланс в системе «пена – поровая вода» [3]. Давление, с которым пена инъецируется в забойную камеру ТПМК, намного выше давления бентонитового раствора в щите с суспензионным пригрузом. Нежелательный побочный эффект состоит в том, что генерируются более высокие избыточные поровые давления, приводя к более высоким деформациям набухания, и это, в свою очередь, приводит к более высоким последующим деформациям грунтового массива при его консолидации [7]. Кроме того, значительное избыточное давление поровой воды создается вследствие уплотнения грунта (уменьшение пористости).

В рамках КЭ моделирования для целостного анализа проходки тоннеля пригруз забоя моделируется заданием граничных условий [10]. Эти граничные условия формулируются заданием полных напряжений и движения жидкости. Адекватный выбор этих граничных условий требуется для моделирования описанных выше типов пригруза тоннельного забоя и их последствий на деформации твердой фазы грунта, напряжения в ней, а также на потоки и давления поровых жидкостей. В упомянутой выше (см. рис. 4) мембранной модели задаются полные на-

пряжения, а потоки жидкости приравниваются нулю, представляя ситуации с совершенной фильтрационной коркой, изолирующей забой тоннеля. В модели проникания задаются полные напряжения и давление жидкости для моделирования пригруза забоя тоннеля без фильтрационной корки.

Измерения на пьезометрах, сделанные в тоннеле Second Heinepoord [7], показали избыточные поровые давления в 30 м перед ТПМК (рис. 5). Необходимо заметить, что на графике изменения порового давления с расстоянием от забоя убывающие пики представляют давления во время останова ТПМК, а самые низкие пики совпадают с поровым давлением в покое.

В работе [7] описаны два аналитических решения для распределений избыточного порового давления перед забоем только вдоль оси тоннеля. В случае отсутствия замкнутых слоев выше тоннеля и моделировании забоя сферической скважиной с диаметром, равным диаметру тоннельного забоя D , и расположенной в его центре возникающее распределение имеет вид:

$$p = p_0 + \Delta p \frac{D}{2x + D}, \quad (1)$$

Рис. 5. Измеренное избыточное поровое давление при текущем контроле в тоннеле Second Heinepoord по сравнению с расчетным профилем [7]

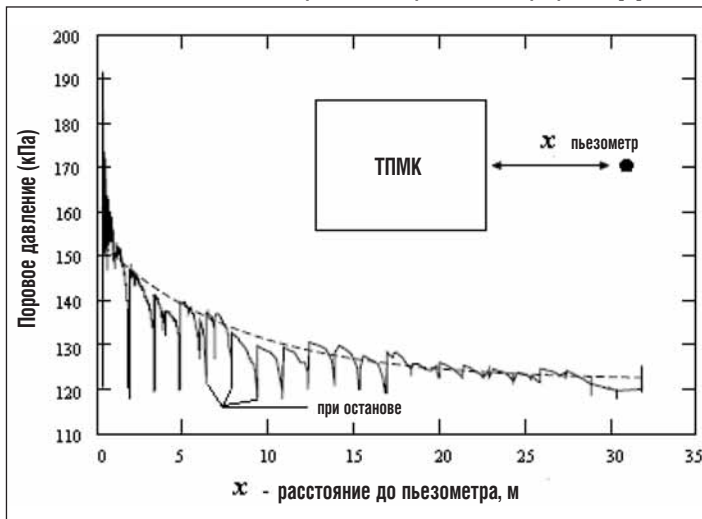
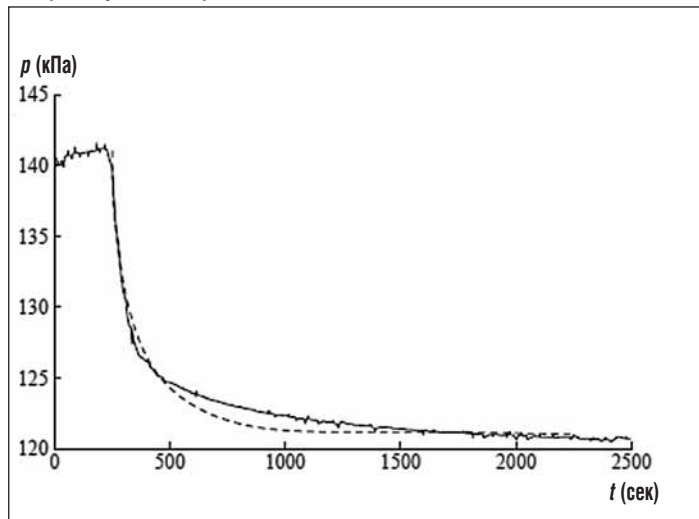


Рис. 6. Измеренное рассеивание избыточного порового давления во времени при текущем контроле



где p_0 – поровое давление в покое,

Δp – избыточное давление на забое.

Распределение избыточного порового давления, полученное из модели простого радиального течения, дает относительно большой градиент i на забое по сравнению с результатами трехмерных численных расчетов фильтрационного течения грунтовых вод [7] или натурных измерений.

В этой же работе приводится выражение для распределения давления поровой воды вдоль оси тоннеля после останова – рассеивание в области с размером R перед забоем (приведем его в упрощенном виде):

$$p = p_0 + \frac{\Delta p}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\sqrt{\frac{S_c(R-x)^2}{4kt}} \right) + \operatorname{erfc} \left(\sqrt{\frac{S_c(R+x)^2}{4kt}} \right) \right], \quad (2)$$

где $S_c = \gamma_w(m_c + n\beta)$ коэффициент упругоэластичности на стадии консолидации;

m_c, β – сжимаемость грунта и воды, соответственно;

k – коэффициент фильтрации;

t – время.

Это решение дает распределение порового давления с постоянным давлением при $0 \leq x \leq R$ и $t = 0$, постоянным давлением $p = p_0$ при $x \rightarrow \infty$. Оно может использоваться для оценки скорости, с которой избыточное поровое давление рассеивается перед забоем тоннеля.

Теоретически процесс консолидации занимает бесконечное время. С инженерной точки зрения достаточно, чтобы достигалось 90 % окончательной деформации, которое произойдет за время t_{90} , как видно из выражения (2), если $kt/S_c R^2 \approx 2,5$. Это означает, что

$$t_{90} = 2,5 \frac{S_c R^2}{k} = 2,5 \frac{R^2 \gamma_w (m_c + n\beta)}{k}. \quad (3)$$

Отсюда видно, что процесс консолидации будет более длительным при низких значениях коэффициентов фильтрации и большей сжимаемости грунтов [4]. Например, для условий тоннеля Second Heinepoord [7], где $R = 8,55$ м, $k = 10^{-5}$ м/с, $S_c = = 7 \cdot 10^{-4} / \text{м}$ 90 % избыточного порового дав-

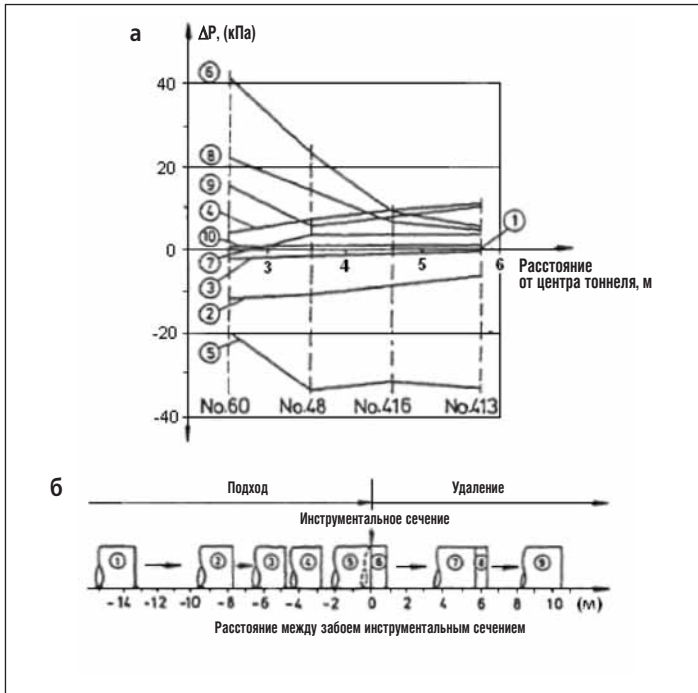


Рис. 7. Наблюдаемые распределения избыточного порового давления вдоль горизонтального направления в инструментальном сечении в зависимости от положения щитового забоя (а); соответствующее положение забоя [12] (б)

ления спадет за время, равное $t_{90} = 1280 \text{ с} = 21 \text{ мин}$, т. е. при останове для монтажа обделки в 75 мин консолидация произойдет полностью (рис. 6).

Картина, представленная на рис. 6, дает более детальный взгляд на процесс рассеивания избыточных поровых давлений во времени, начиная с момента, когда режущий диск был остановлен. Как только удаление фильтрационной корки прекратилось, инфильтрация бентонита не будет более нарушаться, и может формироваться фильтрационная корка.

На рис. 7 показаны наблюдаемые избыточные поровые давления вдоль горизонтального направления в поперечном сечении [12]. Кривая 1 показывает, что избыточные поровые давления были нулевыми, когда щитовой забой находился в положении 13,3 м от сечения с контрольно-измерительной аппаратурой. Когда щитовой забой был в положении 2 в 7,7 м от инструментального сечения, избыточные поровые давления были отрицательны, и равнялись значению в -11,7 кПа в пьезометре № 60 (который размещен приблизительно в 1,5 м от оси тоннеля), как показано кривой 2. Когда щитовой забой приблизился к инструментальному сечению, избыточные поровые давления начали возрастать, как показано кривой 4. Однако в течение трех дней щит был остановлен в положении 4.

Произошел дренаж в хвостовую часть, и поэтому избыточные поровые давления около обделки были меньше давлений дальше от обделки. Когда щит был в положении 5 (где его забой был как раз в инструментальном сечении), избыточные поровые давления заметно уменьшились

(кривая 5), потому что в это время скорость разработки забоя была больше скорости подвигания щита. К тому времени, когда забой продвинулся на 0,7 м за инструментальное сечение (в положение 6), избыточные поровые давления существенно увеличились и достигли своего максимального значения 41,0 кПа (кривая 6), в результате увеличенного давления на забой, которое прикладывалось между положением 5 и 6.

Когда хвостовая часть щита только что оставила инструментальное сечение, и забой был в положении 7, закрытие зазора между корпусом щита и обделкой вызвало быстрое снижение избыточных поровых давлений, как показано кривой 7. Кривая 8 показывает распределение избыточных поровых давлений, вызванных нагнетанием тампонажного

раствора в хвостовой части, кривая 9 – что избыточные поровые давления начали рассеиваться, а кривая 10 – что избыточные поровые давления почти полностью рассеялись после 35 дней.

На рис. 8а показаны наблюдаемые вертикальные перемещения земной поверхности, на рис. 8б – соответствующие положения щитового забоя. Максимальные подьемы (кривая 4, рис. 8а) произошли после того, как щитовой забой продвинулся на дистанции от 0,7 до 2,1 м за инструментальным сечением, т. е. максимальный подьем произошел позади щитового забоя, демонстрируя, что управление давлением на забой было достаточным, чтобы предотвратить чрезмерный подьем впереди тоннельного забоя (кривые 1 и 2, рис. 8а).

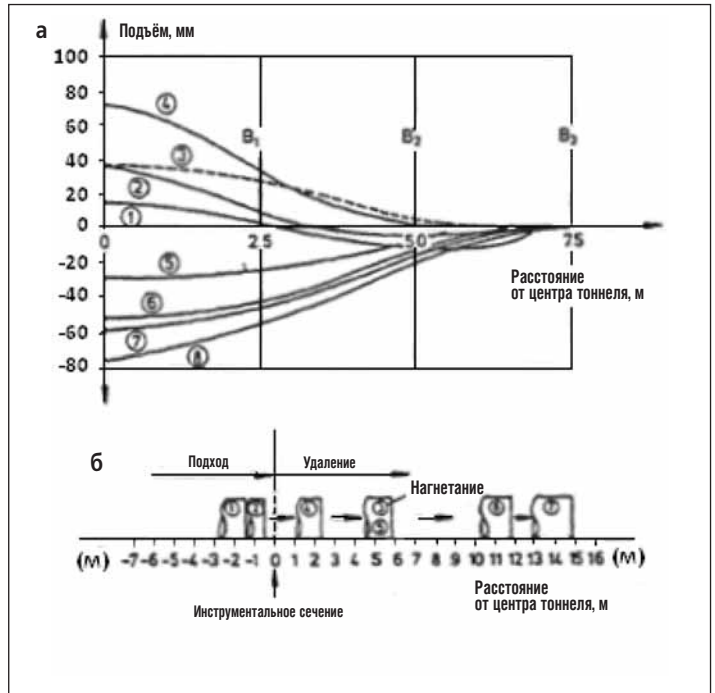
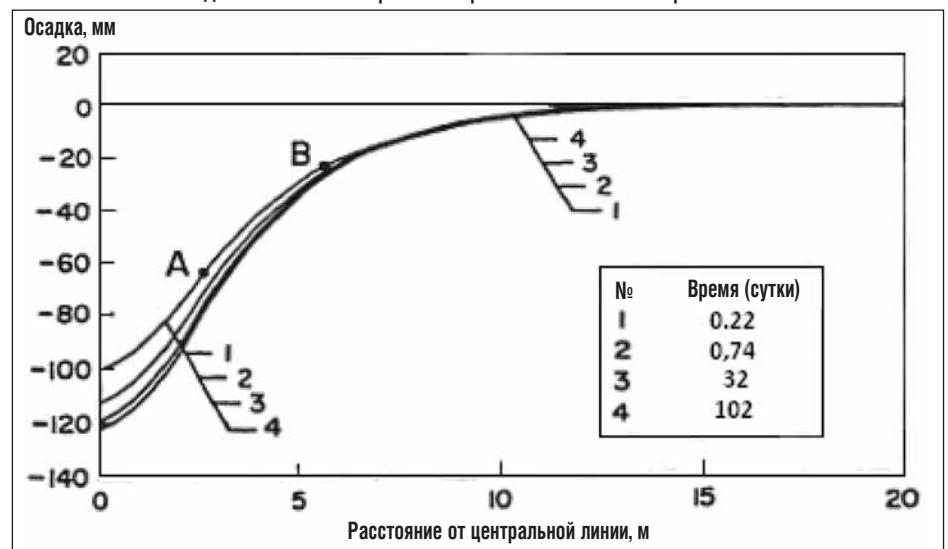


Рис. 8. Вертикальные смещения поверхности в поперечном сечении в зависимости от положения щитового забоя (а); соответствующее положение забоя [12] (б)

Рис. 9. Расчетные оседания земной поверхности в различные моменты времени



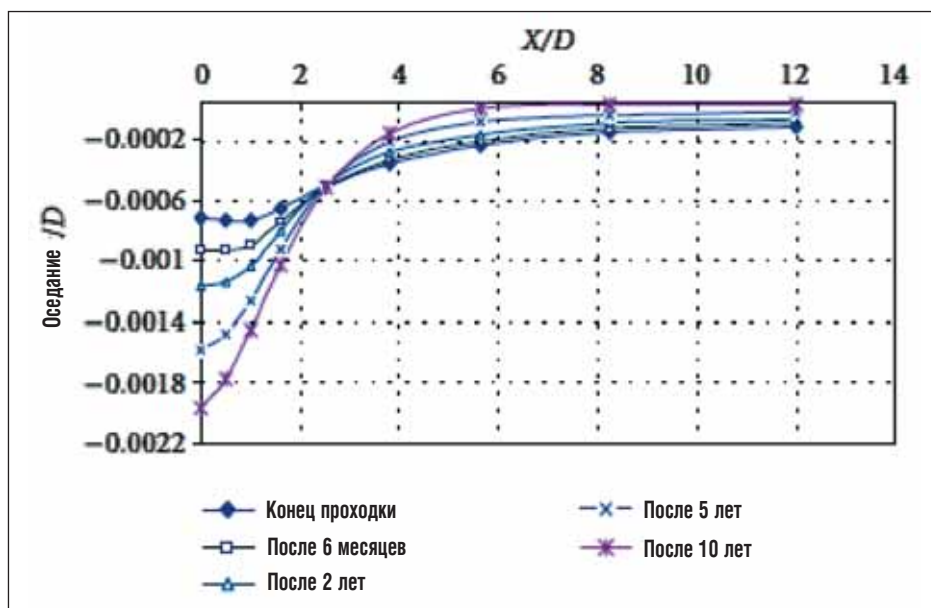


Рис. 10. Оседание поверхности в различное время

Возникающее расчетное оседание земной поверхности в разное время показано на рис. 9. Мгновенное оседание земной поверхности отражено кривой 1. Максимальное расчетное оседание (δ_{max}) по центральной линии составляет 100 мм. На основе формулы Пека [11] оседание в точке перегиба кривой оседаний равно $0,61\delta_{max}$ и в точке максимального искривления $0,22\delta_{max}$. Эти две точки на рис. 9 обозначены соответственно А и В. Можно обнаружить, что оседание в этих двух точках очень близко к значениям, которые были бы прогнозированы на основе [11]. Также обнаружено, что оседание земной поверхности увеличивается с рассеиванием избыточных поровых давлений. Максимальное зависящее от времени оседание (во время = 102 дня) увеличилось примерно на 20 % по отношению к мгновенному оседанию.

В работе [8] проведено численное исследование деформаций поверхности породного массива над тоннелем, которые связываются с полем рассчитанных избыточных поровых давлений. На рис. 10 показано развитие вертикальных смещений поверхности в результате консолидации верхнего слоя илистой глины толщиной 12 м при глубине тоннеля 15 м над сводом и диаметром 6 м.

Результаты исследований показывают, что при развитии консолидации оседание увеличивается и одновременно уменьшается область ее действия. Из рис. 10 видно, что максимальное оседание в условиях консолидации достигает приблизительно 0,2 % диаметра тоннеля после 10 лет, в то время как оно достигает только 0,07 % диаметра тоннеля в конце проходки. В общем случае, при развитии оседания в условиях консолидации, мульда оседания получается более глубокой и узкой, т. е. область ее действия уменьшается.

Необходимо отметить наличие численных методов расчета процессов консолидации в различных условиях [5, 13, 15].

Таким образом, на сегодняшний день имеется достаточно научного материала для проведения

дальнейших исследований по прогнозированию деформаций земной поверхности, которые должны быть направлены на учет совместного влияния таких характеристик массива горных пород, как сжимаемость, набухаемость, коэффициент фильтрации, и геометрических параметров, таких, как глубина заложения тоннеля и его диаметр, а также технологических параметров, как давление пригруза, время выемки грунта и продолжительность остановов, проходки.

Ключевые слова

Деформация земной поверхности, консолидация, избыточное поровое давление, оседание, горизонтальное смещение, давление пригруза, сжимаемость грунта, коэффициент фильтрации, коэффициент упругости.

Ground surface deformation, consolidation, excess pore water pressure, settlement, horizontal displacement, support pressure, compressibility, permeability, storage coefficient, standstill.

Список литературы

1. Баклашов И. В., Корчак А. В., Дудченко Т. О., Скворцов А. А. Геомеханическое обоснование деформированного состояния канализационных трубопроводов под воздействием подземных горных работ // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2011. – № 10. – С. 62–69.
2. Валиев А. Г., Власов С. Н., Самойлов В. П. Современные щитовые машины с активным пригрузом забоя для проходки тоннелей в сложных инженерно-геологических условиях. – М.: ТА инжиниринг, 2003. – 227с.
3. Мазеин С. В., Потанов М. А. Пенoгpунтoвая компенсация давления в забое тоннелепроходческого щита, ее контроль и прогноз // Горное оборудование и электромеханика. – 2011. – № 4. – С. 12–16.
4. Тер-Мартirosян З. Г. Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов. – М.: Недра, 1986. – 292с.
5. Фадеев А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987. – 221с.

6. Abu-Farsakh M. Y., Voyiadjis G. Z. Computational model for the simulation of the shield tunneling process in cohesive soils // Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. – 1999. – vol. 23. – No. 1. – pp. 23–44.
7. Broere W. Influence of excess pore pressures on the stability of the tunnel face // (Re) Claiming the Underground Space / J. Saveur (ed.). – ITA: Amsterdam, 2003. – pp. 759–765.
8. Fattab M. Y. Effect of Reduced k_0 Zone on Time-Dependent Analysis of Tunnels / M. Y. Fattab, K. T. Sblash, N. M. Salim // Advances in Civil Engineering. – Volume 2011. – Article ID 963502. – 12 pages.
9. Hongjin J. Time-dependent settlement varies in soils around a slurry-shield / J. Hongjin, Zh. Song, H. Xingchun // Safe Tunneling For The City and For The Environment. Proc. ITA-AITES World Tunnel Congress, May 23–28, 2009, Budapest, Hungary.
10. Kasper T. Finite Element Simulation maschineller Tunnelvortriebe in wassergesattigtem Lockergestein // Diss. Ruhr-Universität Bochum, 2004. – 196S.
11. Leca E. Settlements induced by tunneling in Soft Ground. ITA/AITES Report 2006 / E. Leca, B. New // Tunneling and Underground Space Technology. – 2007. – Vol. 22. – P. 119–149.
12. Lee K. M. Ground Movements and Pore Pressure Variation Caused by EPB Shield Tunneling – Shanghai (China) Sewage Tunnel / K. M. Lee, X. Yi, R. K. Rowe // Proc. Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, June 1–4, 1993, Paper No. 1.19.
13. Lewis R. W., Schrefler B. A. The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media. – New York: Wiley, 1987. – 490P. ISBN: 9780471928096.
14. Maidl U., Hintz S. Comparative analysis between the support of the tunnel face with foam (EPB) or bentonite (slurry-shield) in the Dutch soft ground // (Re) Claiming the Underground Space, Saveur (ed.) © 2003 Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 542 8 – pp. 773–778.
15. PLAXIS: Material Models Manual 2010. – 188p.
16. Shirlaw J. N. Consolidation Settlements over Tunnels: A Review / J. N. Shirlaw, J. R. Busbridge, X. Yi // Tunneling Association of Canada Annual Publication. – 1994. – 13P.
17. Swoboda G. Numerical Investigation of TBM Tunneling in Consolidated Clay / G. Swoboda, M. A. Kenawi, E. H. Ramadan – 2004. – 8p. Режим доступа: http://www.ucta.org/fileupload/ita/2004/data/abs_f13.pdf.
18. Verruijt A. Soil mechanics. – Delft University of Technology, 2001. – 315p.
19. Wang H. F. Theory of Linear Poroelasticity with Applications to Geomechanics and Hydrogeology. – Princeton: Princeton University Press, 2000. – 287P. ISBN: 9780691037462.
20. Yabaja S. M. A Review on Methods of Predicting Tunneling Induced Ground Settlements / S. M. Yabaja, R. A. Abdullah // Electronic journal of geotechnical engineering (EJGE). – 2014. – vol. 19. – pp. 5813–5826.

Для связи с автором

Апёнкин Никита Александрович
apehatolkin@gmail.com



РАЗРАБОТКА ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ТИПИЗАЦИИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРОПОЛИТЕНА В МОСКВЕ

TECHNOLOGICAL TYPING DEVELOPMENT OF GEOLOGICAL CONDITIONS IN MOSCOW UNDERGROUND CONSTRUCTION

Е. М. Пашкин, д. г.-м. н., проф., МГРИ-РГГРУ

С. В. Мазеин, д. т. н., Тоннельная ассоциация России

Е. Б. Рябов, аспирант, МГРИ-РГГРУ

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

Использование ТПМК с принципиально иными условиями взаимодействия внутри природно-технической системы «ТПМК – геологическая среда» приводит к необходимости по-новому на системном уровне формировать структуру этих взаимодействий с геологической средой. Выделение геологических типов по фондовым и корректирующим материалам, дополненным технологическими параметрами, позволит разработать технологические карты с указанием основных операций и необходимых для проходки тоннелей режимов.

The use of other terms with essentially TBM interactions within «geological environment – TBM» natural-technological system leads to the need for a new system-level structure of these interactions with the geological environment. Selecting geological types on the stock and curative materials complemented by technological parameters will allow you to develop technological maps showing basic operations and necessary for tunneling modes.

Сложившееся в первые десятилетия строительства метро в Москве несоответствие между сложностями и неопределенностями инженерно-геологических условий и неадекватными им технологиями проходки тоннелей осложняло производство работ при возведении Московского метрополитена. Эти несоответствия привели к необходимости разработки более адаптивных технологий, при использовании которых сооружение тоннелей метрополитена оказалось в меньшей степени зависимо от сложностей геологического строения массива горных пород и гидрогеологических условий. В последние десятилетия были разработаны технологии, которые до минимума свели эти зависимости. Создание высокотехнологичных герметичных тоннелепроходческих механизированных комплексов (ТПМК) с разными типами активного пригруза забоя, обеспечивающими проходку тоннелей в любых породах, позволило во многом снять эти проблемы. Использование щитовых ТПМК стало революционным событием в области тоннелестроения, в котором скрыты значительные временные и финансовые ресурсосбережения. В Москве уже несколько лет используются подобные комплексы производства фирм «Херренкнехт», «Роббинс» и «Ловат». В мире механизированными комплексами фирмы «Херренкнехт» пройдено уже более 3000 км транспортных тоннелей [1] без каких-либо осложнений в сложных инженерно-

геологических условиях, скорость проходки которых в песчано-глинистых грунтах составляла от 82 до 188 м за неделю, а в скальных породах – от 112 до 232 м за неделю, что является прекрасной аттестацией этой технологии.

Специфика применяемой технологии сооружения тоннелей существенно меняет отношение к качеству и количеству инженерно-геологической информации. Уже нет необходимости оценивать многие показатели свойств грунтов, например, их фильтрационные свойства, поскольку отпала потребность в определении водопритоков в выработки и проч. Использование ТПМК с принципиально иными условиями взаимодействия внутри природно-технической системы «ТПМК – геологическая среда» приводит к необходимости по-новому на системном уровне формировать структуру этих взаимодействий с геологической средой. Последнее является очень важным, поскольку позволяет получать информацию обратной связи, как существенное дополнение к существующей ретроспективной информации, полученной на территории города. Так, к настоящему времени пробурено более миллиона скважин, получено астрономическое количество показателей свойств грунтов, задокументировано около 800 км пройденных тоннелей, построена инженерно-геологическая карта масштаба 1:10000. Хотя, в конечном счете, объем изысканий сам по себе не определяет благоприятный исход сооружения тоннелей и не может

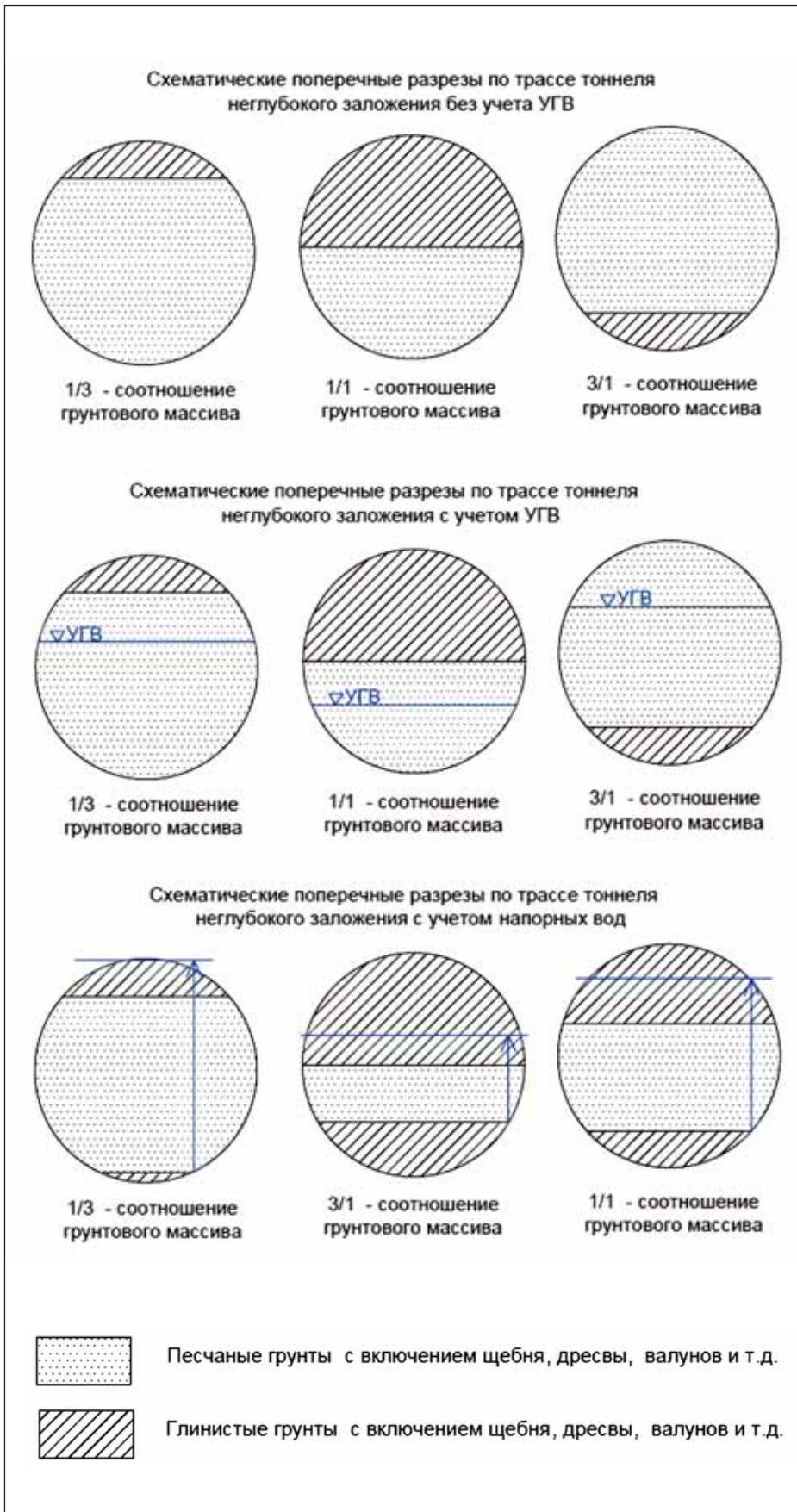


Рис. 1. Варианты возможного соотношения грунтов в забое

быть мерилем успешного его завершения, о чем свидетельствует мировой опыт сооружения тоннелей [2, 3].

Систематизация и статистическая обработка огромного объема архивных мате-

риалов позволит с целью снижения стоимости и сроков проектирования и строительства тоннелей в городе провести типизацию геологической среды в пределах глубин освоения подземного простран-

ства города, которая поможет оптимизировать выбор трассы и проведение инженерно-геологических изысканий. Разработанная типизация может уточняться и корректироваться материалами дальнейшего гидрорежимного и геофизического мониторинга. Все это позволит быстрее вернуть капиталовложения, выделенные на строительство метрополитена. Пока в сложившейся обстановке освоения подземного пространства алогичным выглядит тот факт, что на проходку, например, перегонного тоннеля времени уходит меньше, чем на проведение на этом участке изыскательских работ в объеме существующих норм. Конечно при ситуации, когда достаточно детально изучена территория города, а разработка подземного пространства осуществляется новейшей технологией, которая в будущем, безусловно, будет совершенствоваться, вполне логично возникает вопрос о необходимости изменения методики оценки роли геологической среды. Традиционный подход, основанный на экстенсивном методе получения геологической информации с помощью буровых скважин, – тупиковый путь. Тем более такой подход исключает использование обратной информационной связи, исходящей от взаимодействия ротора щита с геологической средой. Сложившаяся в этой области обстановка предопределила выбор систематики типов инженерно-геологического районирования территории города применительно к строительству тоннелей. В этом случае процесс районирования может относиться к типизации геологической среды и к специальной оценочной типизации инженерно-геологической обстановки.

Впервые типизация геологической среды была разработана для инженерно-геологических условий Москвы в 1997 г. [4], которая была осуществлена на основе карты районирования территории города масштаба 1:25000 применительно к проектированию и строительству метрополитена мелкого и глубокого заложения. В данном случае типизация рассматривалась как метод установления типовых условий на основе обобщенных результатов для геологических условий города, который позволял более эффективно проектировать и строить тоннели используемыми на тот период технологиями. В соответствии с этой схемой типизации были выделены одно-, двух- и трехслойные грунтовые толщи, сложенные моренными суглинками, флювиогляциальными и аллювиальными песками и супесями. Предложенный подход был использован нами при разработке схемы *технологической типизации инженерно-геологических условий* для линий мелкого заложения, используемых в настоящее время с применением новейших технологий, в виде специальной типизации, при которой анализируются и используются существенные

при применении ТПМК факторы, осложняющие условия проходки тоннелей.

Очевидно, в ситуации, когда скорость сооружения готового тоннеля выше, чем скорость бурения разведочных скважин, и роторный рабочий орган одновременно разрабатывает в разной комбинации многослойные песчано-глинистые грунты, когда нет необходимости детального изучения фильтрационных свойств грунтов, должна быть изменена и идеология инженерно-геологических изысканий, исключая излишнюю детализацию грунтов на картиночных разрезах. Поскольку применение укоренившегося подхода изысканий в сложившейся обстановке не соответствует современному технологическому уровню проходки тоннелей, должна быть разработана адаптированная к этому уровню технологическая типизация на базе уточненной и расширенной типизации геологической среды территории г. Москвы по условиям строительства метрополитена мелкого заложения с использованием обратной информационной связи.

Новые технологии предъявляют адекватные требования к инженерно-геологической информации в отношении ее адресации, избыточности, определения технологических возможностей, сокращения номенклатуры показателей свойств грунтов. Следует также определять технологические показатели проходки тоннелей, наиболее зависимые от свойств взаимодействующей геологической среды: скорость проходки (зависимость от сцепления грунта [2]), вес и объем извлекаемого грунта [5] (зависимость от плотности грунта [2]), усилие прижима ротора [4], вращающий момент ротора [6] (зависимость от сцепления грунта [2]). Зависимости между технологическими параметрами и параметрами свойств грунта по материалам инженерно-геологических изысканий отличаются от фактических значений, поскольку взаимодействие щита с породой осуществляется по схеме объединения литологических разностей в своеобразную конгломератную смесь (рис. 1).

В связи с этим для определения этих зависимостей в процессе проходки ТПМК с конвейерного транспортера следует отбирать образцы конгломератной смеси. Набор подобных зависимостей позволит после статистической обработки находить определенные комбинации сочетаний грунтов разного состава для уточнения технологической типизации инженерно-геологических условий.

При использовании ТПМК разного диаметра (для двухпутных тоннелей сейчас планируется применение ТПМК диаметром 10 м) необходимо приводить определяемые технологические показатели к показателям самых распространенных щитов диаметром 6 м, принятых за эталон. Пример такой интерполяции значений

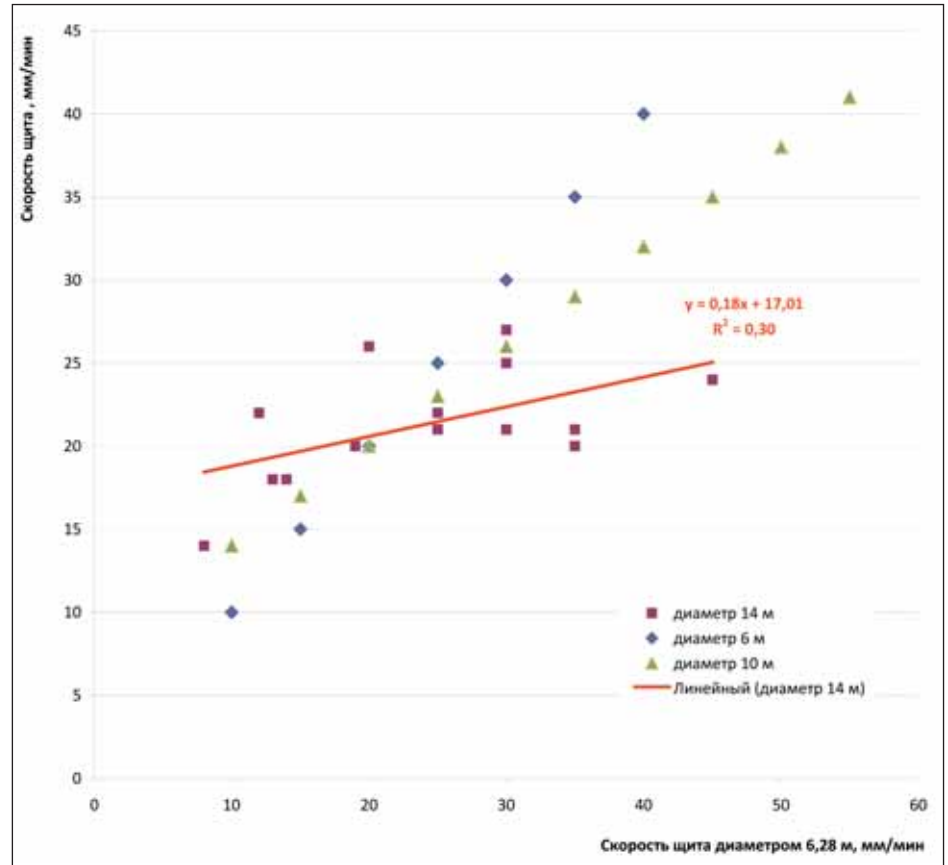


Рис. 2. Зависимости скорости щита от скорости щита эталонного диаметра 6 м

скорости проходки, полученных на параллельных тоннелях с диаметрами 6 и 14 м в Серебряном Бору, приведен на рис. 2. На этом примере показано, как могут быть использованы важнейшие для эффективности проходческой технологии архивные значения скорости продвижения щитов диаметром порядка 6 м. Эти значения должны быть пересчитаны применительно к планируемой проходке щитом с диаметром порядка 10 м для типовых инженерно-геологических условий, поскольку у более габаритных щитов скорость продвижения менее варьируется.

Выделение типов геологической среды по фондовым и корректирующим материалам, дополненным технологическими параметрами, позволит разработать технологические карты с указанием основных операций и необходимых для проходки тоннелей режимов [2]. Разработанная технологическая типизация позволит повысить эффективность проектирования и строительства тоннелей, а также информацию в виде обобщенных параметров инженерно-геологических условий.

Ключевые слова

Технологическая типизация, ТПМК, инженерно-геологические условия.

Technological typing, TBM, engineering-geological conditions.

Список литературы

1. Мазеин С. В., Соломатин Ю. Е. *Активный пригруз забоя. Большие миксципты*

«Херренкнехт» в Москве // *Метроинвест*. – 2004. – № 4. – С. 18–22.

2. Пашкин Е. М., Мазеин С. В., Рябов Е. Б. *Оптимизация геологических изысканий для проектирования метрополитена в Москве // Метро и тоннели*. – 2015. – № 4. – С. 14–17.

3. Румянцев М. Н. *Новые подходы к типизации геологической среды при проектировании и строительстве метрополитенов // Тезисы докл. Научной конференции «Новые идеи в инженерной геологии»*. – М.: МГУ, 1996, с. 138–140.

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.

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

6. Пашкин Е. М. *Инженерно-геологические исследования при строительстве тоннелей*. – Санкт-Петербург: Геореконструкция. – 2013. – 239 с.

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



ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ДВУХПУТНОГО ПЕРЕГОННОГО ТОННЕЛЯ С ПОМОЩЬЮ ТПМК

GEOTECHNICAL SUPPORT OF THE CONSTRUCTION OF A TWO-LANE RUNNING TUNNEL USING A TUNNEL-BORING MACHINE

К. П. Безродный, М. О. Лебедев, В. А. Марков, ОАО НИПИИ «Ленметрогипротранс»
А. Ю. Старков, ОАО «Метрострой»

K. P. Bezrodny, M. O. Lebedev, V. A. Markov, NIPII Lenmetrogioprotrans JSC
A. Yu. Starkov, Metrostroy JSC

Представлено геотехническое сопровождение строительства двухпутного перегонного тоннеля с помощью ТПМК в четвертичных совершенно неустойчивых грунтах в Санкт-Петербурге при плотной городской застройке. Даны результаты проведенной работы, обеспечившей безосадочную и безаварийную проходку тоннеля. Рассмотрены результаты натурных измерений в составе геотехнического мониторинга.

The paper presents the geotechnical support of the construction of a two-lane running tunnel using a tunnel-boring machine, in completely unstable quaternary strata in St. Petersburg, given restrained urban conditions. The results of the effort that provided subsidence-free and trouble-free tunneling are presented. The results of field measurements as part of the geotechnical monitoring are reviewed.

Перегонные тоннели от ст. «Южная» до ст. «Дунайский проспект» и большая часть тоннеля от ст. «Дунайский проспект» до ст. «Проспект Славы» расположены в совершенно неустойчивых грунтах. По трассе двухпутного тоннеля пересекается КАД, железнодорожные пути, автомобильные дороги. В зону влияния попадают существующие жилые здания на дневной поверхности. Глубина заглубления тоннеля от 10,0 до 13,6 м.

Вмещающие породы представлены моренными суглинками с включением гравия и гальки, с отдельными валунами кристаллических пород, тугопластичной и полутвердой консистенции, моренными супесями плотными с гравием и галькой, с отдельными валунами твердой консистенции, в меньшей степени пластичной консистенции. В толще моренных грунтов встречались линзы водонасыщенных песков. Часть трассы перед ст. «Проспект Славы» проходит в плотных котлинских глинах твердой консистенции с прослоями водоносных кварцевых песчаников мощностью от 1 до 30 см.

Тоннель с внутренним диаметром 9,4 м и наружным 10,4 м проходили с помощью ТПМК фирмы Herrenknecht с грунтовым пригрузом забоя.

Поперечное сечение тоннеля представлено на рис. 1.

В процессе проходки осуществлялось геотехническое обеспечение, направленное на снижение негативного влияния техногенных процессов при строительстве тоннеля на окружающую среду и безопасность горнопроходческих работ. Для до-

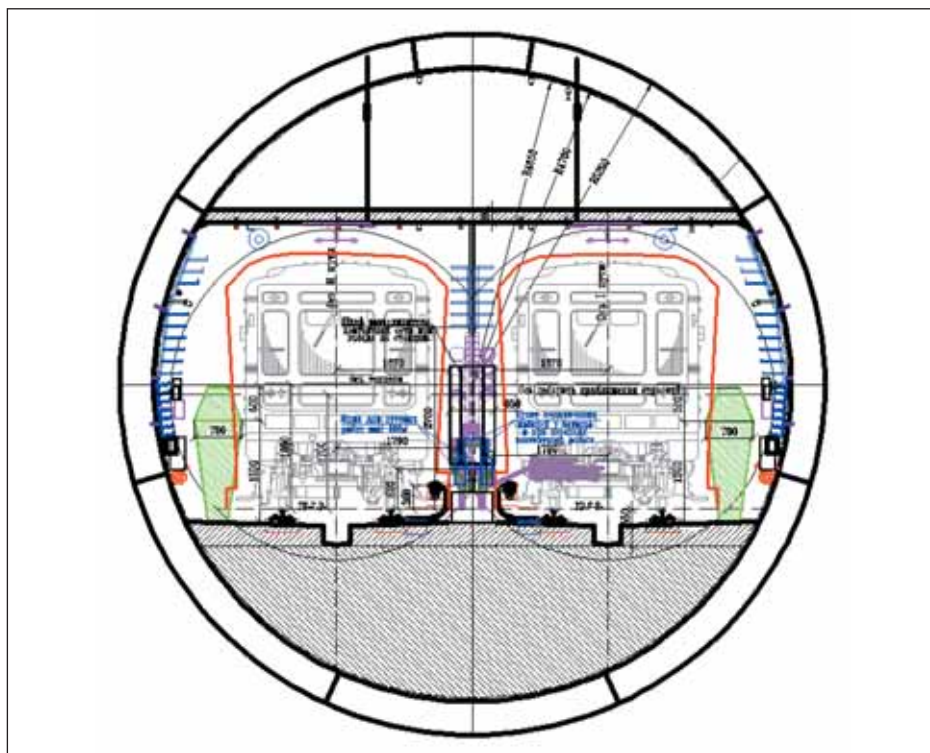


Рис. 1. Поперечное сечение двухпутного тоннеля

стижения этой цели был организован геотехнический мониторинг, который решал следующие задачи:

- инженерно-геологический и гидрогеологический прогноз впереди забоя;
- определение сдвижений грунтового массива;
- определение изменений в состоянии зданий, попадающих в зону строительства тоннелей и их деформаций;

- контроль качества заполнения заобделочного пространства;
- определение напряженно-деформированного состояния обделки тоннеля.

Инженерно-геологический и гидрогеологический прогноз впереди забоя осуществлялся с помощью сверхширокополосной (СШП) георадиолокации.

Метод ЭМИ СШП зондирования позволяет обследовать различные инженерно-геологи-



Рис. 2. Результаты прогноза инженерно-геологических и гидрогеологических условий впереди забоя тоннеля

ческие структуры, при этом устанавливаются не только их линейные размеры, но производится и идентификация разреза [1]. Точность определения границ инженерно-геологических структур составляет 3 % от истинной глубины их залегания.

Геофизические измерения на забое тоннеля проводили на металлической поверхности щита через камеру грунтопригруза. Лучи зондирования измеренных точек ориентировали вдоль оси горной выработки, в каждом случае длина обследуемого интервала составляла 50 м (рис. 2).

Прогноз осуществлялся на трассе длиной 1872 м. Были выявлены многочисленные интервалы разуплотненных водонасыщенных грунтов, а также участки со скоплением гравийно-галечникового материала и валунов.

Для определения сдвижений грунтового массива по оси тоннеля от ст. «Южная» до ст. «Проспект Славы» было пробурено восемь измерительных скважин, оснащенных цельностержневыми экстензометрами. Экстензометры устанавливали на глубинах от 4,5 до 47 м. Система позволяет осуществлять круглосуточный автоматизированный мониторинг [2].

Параметры скважин и установленных цельностержневых экстензометров представлены в табл.

Сдвигения массива, как показали изменения по экстензометрам, начинаются с момента нагнетания твердеющего раствора в заобделочное пространство. Причем по длине скважины смещения примерно одинаковы, что говорит о не нарушении сплошности грунтового массива. Поднятие дневной поверхности проявляется мгновенно над кольцом, за которое ведется нагнетание. Нарушение сплошности массива в данном случае говорит о не образовании свода обрушения.

Изменение состояния попадающих в зону строительства тоннелей и их деформаций определяли с помощью первичного и повторного визуального мониторингов, а также инструментально с установкой беспроводных датчиков углов наклонов, деформаций и вибраций.

Целью визуальных обследований являлась фиксация на зданиях до начала и после проходки тоннеля. На основании выполненного обследования следует сделать вывод, что проходка двухпутного тоннеля вблизи обследуемых зданий не оказала негативного влияния на состояние их конструкций и здания в целом.

При первичном обследовании были зафиксированы трещины в конструкциях зданий. Повторным обследованием установлено, что изменений в ранее зафиксированных трещинах и возникновение новых не обнаружено. Характер и местоположение трещин свидетельствуют об отсутствии неравномерных осадок зданий.

По результатам инструментального мониторинга состояния конструкций зданий

можно заключить: за все время наблюдений деформации зданий (раскрытие трещин, крены) от ведения проходки не зафиксированы. Деформации, полученные по датчикам, зависят только от изменения температуры. Контроль вибраций показал, что измененные величины не превышали фоновых.

Контроль качества работ по заполнению заобделочного пространства осуществляли ультразвуковым низкочастотным томографом.

По результатам этих работ было получено:

- качество нагнетания за обделку раствора имеет явную зависимость от технологических причин и от свойств пересекаемых тоннелем грунтов;

- технологически важными, обеспечивающими качество нагнетания, являются работа

Таблица

Параметры скважин и цельностержневых экстензометров

Номер скважины	Фактический ПК скважины	Смещение скважины от оси тоннеля	Датчик	Глубина установки анкера, м	Диапазон измерений, мм
1Э	243+90,0	+0,15	1Э-1	4,5	100
2Э	244+92,9	+1,46	2Э-1	5,5	100
2Э			2Э-2	8,5	100
3Э	247+10,5	+0,53	3Э-1	6,5	100
3Э			3Э-2	9,5	100
4Э	248+18,2	-1,26	4Э-1	6,5	100
4Э			4Э-2	9,5	100
5Э	263+72,2	-0,04	5Э-1	4,0	100
5Э			5Э-2	7,0	100
6Э	267+20,2	-0,20	6Э-1	4,5	100
6Э			6Э-2	7,5	100
7Э	274+30,8	-0,58	7Э-1	9,5	100
7Э			7Э-2	21,5	100
7Э			7Э-3	28,5	100
7Э			7Э-4	36,0	100
8Э	280+75,0	+0,04	8Э-1	9,5	100
8Э			8Э-2	25,0	100
8Э			8Э-3	39,5	100
8Э			8Э-4	47,0	100

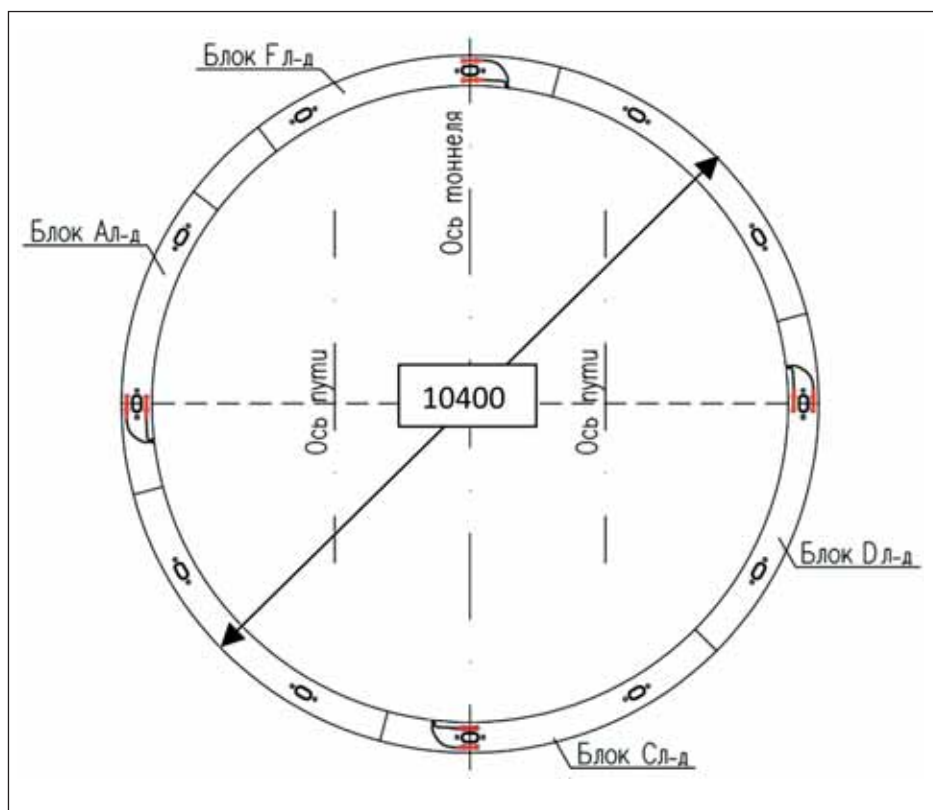


Рис. 3. Схема размещения датчиков в кольцах обделки

всех сопел безотказно и тщательная дозировка нагнетаемого раствора;

- наилучшее качество нагнетания зафиксировано на значительном протяжении проходки в однородных и необводненных грунтах;

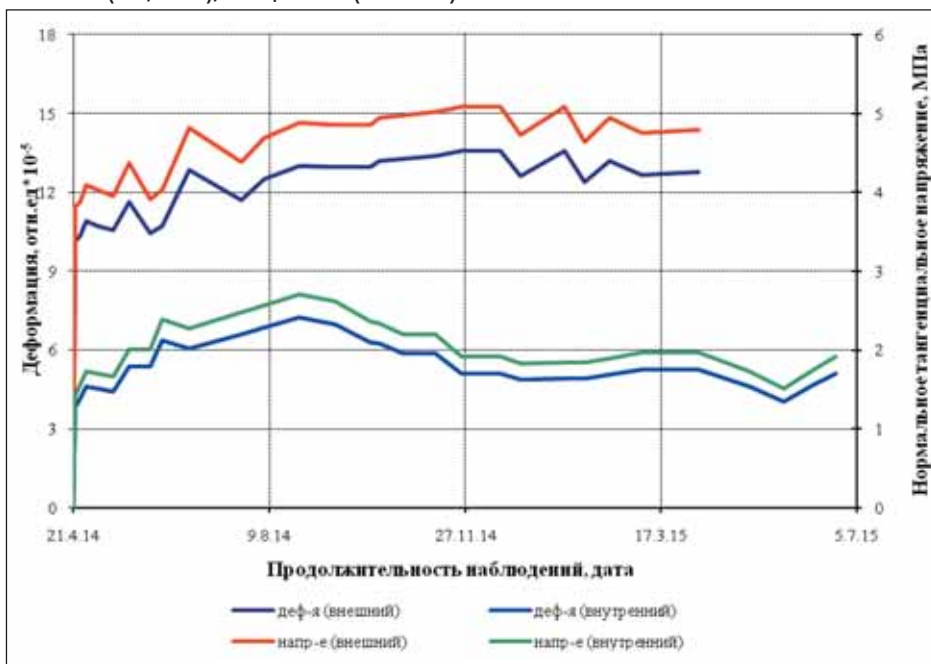
- наибольшие по количеству и объему пустоты приурочены к зонам проходки в слабых неоднородных и обводненных грунтах и зонам, когда кольца обделки расположены в различных инженерно-геологических условиях;

- на всем протяжении тоннеля не выявлено нарушений сплошности вмещающего грунтового массива.

Напряженно-деформированное состояние обделки тоннеля определяли с помощью струнных датчиков, устанавливаемых в блоки при их изготовлении на заводе. Затем блоки, оснащенные датчиками, устанавливали при монтаже в кольца обделки (рис. 3).

Измерив деформации с помощью струнных датчиков по специальной методике, вычисляют нормальные тангенциальные на-

Рис. 4. Графики развития относительных деформаций и нормальных тангенциальных напряжений в блоке Сл (низ, слева), кольцо № 365 (+/- сжатие)



пряжения в блоках. Для примера на рис. 4 показано формирование напряженно-деформированного состояния одного блока.

В результате проведенных измерений напряженно-деформированного состояния (НДС) обделки следует сделать следующие выводы:

- максимальные измерения НДС обделки происходят в первые дни после монтажа колец и связаны с монтажными усилиями и выполнением нагнетания в заобделочное пространство;

- дальнейшее развитие НДС обделки практически прекращается в первые недели после монтажа;

- измеренные напряжения в несколько раз меньше предела прочности материала обделки;

- дополнительные изменения в НДС обделки вносит укладка бетона в лотковую часть.

Полученные результаты измерения НДС обделки показывают, что для ее расчета при данных инженерно-геологических условиях и технологии сооружения можно пользоваться методами механики сплошной среды.

Таким образом, примененная впервые в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга технология сооружения двухпутного тоннеля с помощью ТПМК и конструкция обделки обеспечили безосадочную и безаварийную проходку при геотехническом сопровождении проводимого мониторинга.

Следует отметить, что сооружение тоннеля осуществляется без нарушения сплошности грунтового массива и, наряду с результатами измерения НДС обделки, позволяет при таких условиях применять для расчета конструкций методы механики сплошной среды.

Ключевые слова

ТПМК, геофизические измерения, деформация обделки.

TBM, geophysical measurements, lining deformation.

Список литературы

1. Болтинцев В. Б., Ильяхин В. Н. Мониторинг подземного пространства методом электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования // Метро и тоннели. – 2011. – № 6. – С. 40–41.
2. Безродный К. П., Лебедев М. О. Натурные исследования напряженно-деформированного состояния системы «обделка-массив» в составе горно-экологического мониторинга // Метро и тоннели. – 2011. – № 6. – С. 28–30.

Для связи с авторами

Безродный Константин Петрович
besrodny@lenmetro.ru
Лебедев Михаил Олегович
lebedev-lmgt@yandex.ru
Марков Владимир Андреевич
lmgt@lenmetro.ru
Старков Алексей Юрьевич
mail@metrostroy.sp.ru

С НАМИ СТРОИТЬ ЛЕГКО!



**✓ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО
ПОДЗЕМНЫХ ЧАСТЕЙ ТЕХНИЧЕСКИ СЛОЖНЫХ
И УНИКАЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ:**

подземные автостоянки;
транспортные развязки;
гидротехнические сооружения

✓ ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНОВ

✓ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ

✓ УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

**✓ ВЫПОЛНЕНИЕ РАБОТ
на памятниках истории и архитектуры**



реклама



реклама

г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35 тел.факс: (342) 236 90-70

ИЖЕВСК ::::: (3412) 56-62-11	САМАРА ::::: (846) 922-56-36
КРАСНОДАР ::::: (861) 240-90-82	САНКТ-ПЕТЕРБУРГ : (812) 923-48-15
КРАСНОЯРСК ::::: (391) 208-17-15	ТЮМЕНЬ ::::: (3452) 74-49-75
КАЗАНЬ ::::: (843) 296-66-61	УФА: ::::: (917) 378-07-48
МОСКВА ::::: (495) 643-78-54	ЧЕЛЯБИНСК ::::: (351) 235-97-98



ОАО «НЬЮ ГРАУНД»

www.new-ground.ru

info@new-ground.ru



РАСЧЕТНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ УПРАВЛЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРУЕМЫМ СОСТОЯНИЕМ ГРУНТА ПРИ КОМПЕНСАЦИОННОМ НАГНЕТАНИИ

BASIC CALCULATION AND TECHNOLOGY OF CONTROL OF STRAIN-STRESS SOIL CONDITIONS BY COMPENSATION GROUTING

И. Я. Харченко, д. т. н., профессор, зам. начальника НИЦ ОПП АО «Мосинжпроект»

М. Г. Зерцалов, д. т. н., профессор, генеральный директор ООО «НИЦ Тоннельной Ассоциации»

А. Н. Симутин, инженер, НИЦ ОПП АО «Мосинжпроект»

А. И. Харченко, к. т. н., генеральный директор ООО «ГорГеоСтрой»

I. Kharchenko, DScTech, Professor, Deputy Head of SIC Underground Construction of «Mosinzhprouekt»

M. Zertsalov, DScTech, Professor, CEO of LLC «SIC Tunnel Association»

A. Simutin, engineer of SIC Underground Construction of «Mosinzhprouekt»

A. Harchenko, Ph.D., CEO LLC «GorGeoStroy»

В статье изложены технологические основы компенсационного нагнетания при гидроразрывах грунта и без. Даны основные положения численного расчета геотехнических процессов при компенсационном нагнетании без гидроразрывов.

The paper deals with the basic technological principles of the application of compensation grouting technology with soil fracture and compaction. There are given the basic provisions of the numerical analysis of geotechnical processes at compensating grouting without soil fracturing.

Иntenсивность подземного строительства в городах и зонах плотной застройки приводит к необходимости обеспечения сохранности зданий и сооружений, попадающих в зону влияния строительства. В случае возможных сверхнормативных дополнительных деформаций основания фундаментов зданий и сооружений, сложные инженерные и геологические условия зачастую не позволяют с высокой точностью оценить влияние нового строительства на существующую застройку, что приводит к необходимости использования различных методов защиты зданий и сооружений с учетом существенных коэффициентов надежности. В основном для защиты зданий и сооружений применяется усиление их конструкций, фундаментов или оснований (цементация, химическое укрепление или термическое закрепление грунтов).

Одним из возможных методов недопущения развития сверхнормативных деформаций оснований фундаментов зданий и сооружений является технология компенсационного нагнетания [1]. Суть технологии заключается в нагнетании инъекционных растворов в основание фундаментов зданий и сооружений с целью получения строительного подъема. Применение данной технологии позволяет компенсировать почти любые дополнительные осадочные деформации, возникающие в результате влияния какого-либо строительства или геологических процессов (например, карстово-суффозионных), за счет инъекции раствора в основание фундаментов

здания или сооружения. Высокая эффективность этой технологии, как по техническим, так и по экономическим показателям, неоднократно подтверждалась зарубежной и отечественной практикой.

В отечественной практике применение компенсационного нагнетания представляется ограниченным [2, 3], частично из-за необходимости расчетного обоснования принимаемых технологических параметров на стадии разработки проектной документации, таких как разовый и суммарный объемы нагнетания, последовательность инъекционных работ, расход и давление нагнетания и др.

Применение технологии компенсационного нагнетания можно разделить на два основных направления в части ведения инъекционных работ: нагнетание растворов с гидроразрывом грунта (рис. 1А); нагнетание растворов выполняется без гидроразрыва, объем раствора занимает компактную область (рис. 1Б).

В первом случае, когда нагнетание производится с гидроразрывами, могут использоваться почти любые растворы на цементной основе, с использованием насосного оборудования без регулирования расхода и давления нагнетания. Поскольку распределение нарушений сплошности в области, занимаемой раствором, имеет хаотичный характер, а их распространение не прогнозируемо, процесс компенсационного нагнетания в виде гидроразрыва является неуправляемым, и соответственно смоделировать его аналитически или численно крайне сложно. Так же сложным является анализ меха-

нических характеристик получившегося геокомпозитного материала в основании зданий и сооружений по завершению инъекционных работ.

Для компенсационного нагнетания без гидроразрывов, при котором закаченный объем занимает компактную область, необходимо применение специальных растворов и техники, с выполнением нагнетания в два этапа. На первом этапе выполняется предварительное нагнетание, используя высокопроницаемые растворы с целью обеспечения изотропных свойств грунтового массива, тем самым снижая риск возникновения гидроразрыва. Второй этап – в структуру предварительно подготовленного массива в расчетные зоны нагнетается, с регулированием расхода и давления, специальный раствор повышенной вязкости и заданной кинетики набора прочности, для возможности проведения повторных инъекций.

Описанные выше предпосылки подтверждаются данными лабораторных экспериментов [4, 5], суть которых заключалась в модельных исследованиях процессов, происходящих при компенсационном нагнетании в песок растворов, характеризуемых различными технологическими параметрами. Лабораторная модель (рис. 2) представляла собой стальную бочку, в центре которой была установлен, в горизонтальном положении, манжетный иньектор с одной манжетой в центральной части. Стальная бочка была разделена на два отсека, нижний (основной) заполнялся послойным уплотнением песка, выше находилась камера, заполненная водой для создания равномерного и постоянного давления, моделирующего нагрузку от здания. Камеры с водой и песком отделялись плитой, имеющей по контуру резиновую

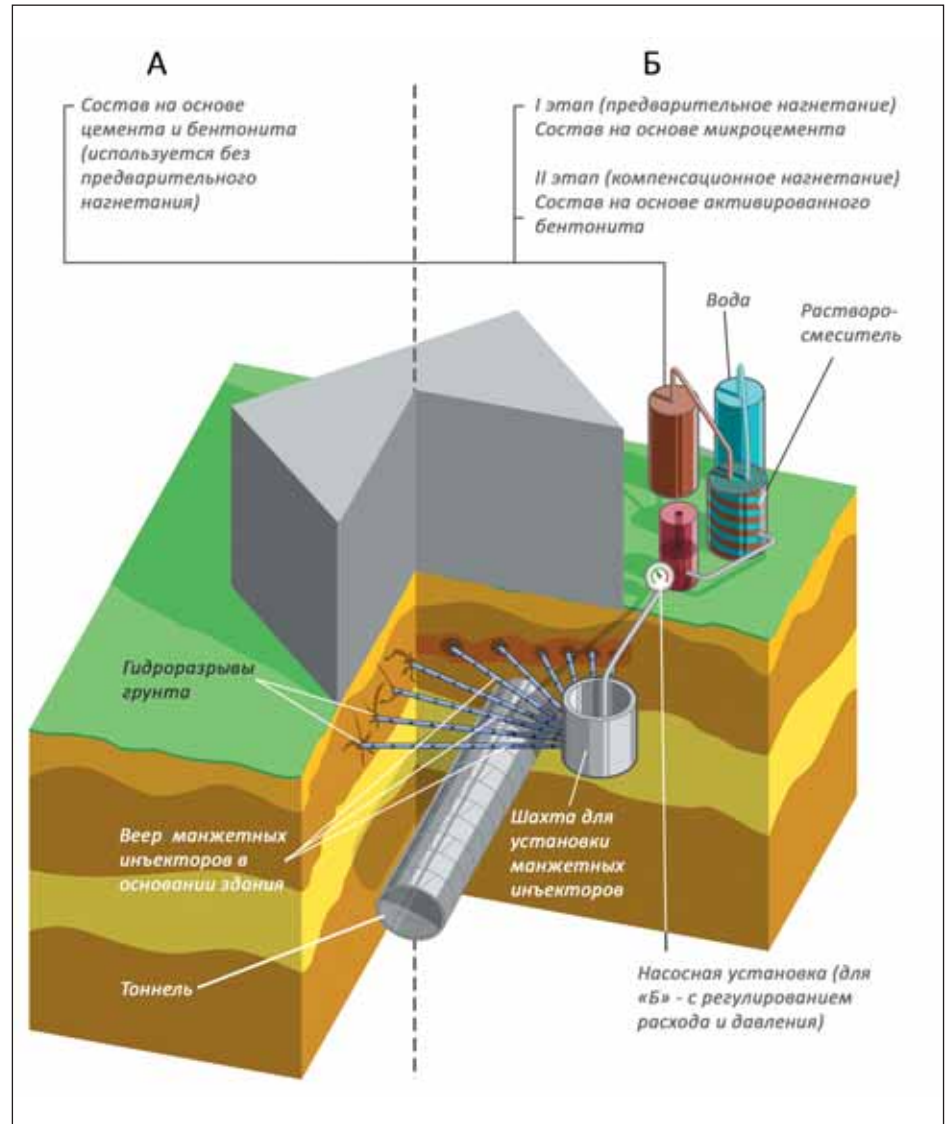


Рис. 1. Принципиальная схема применения метода компенсационного нагнетания при проходке тоннелей

Рис. 2. Схема и фото лабораторной установки

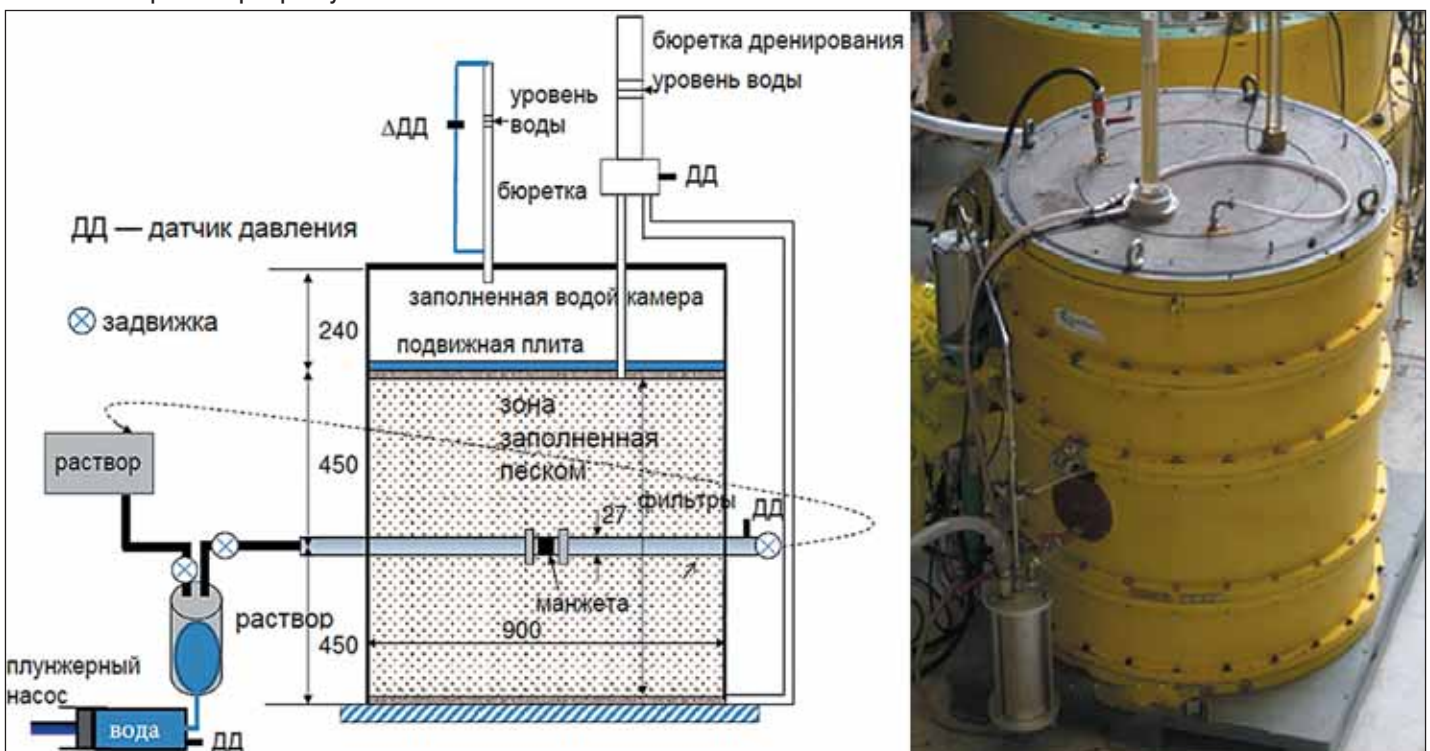
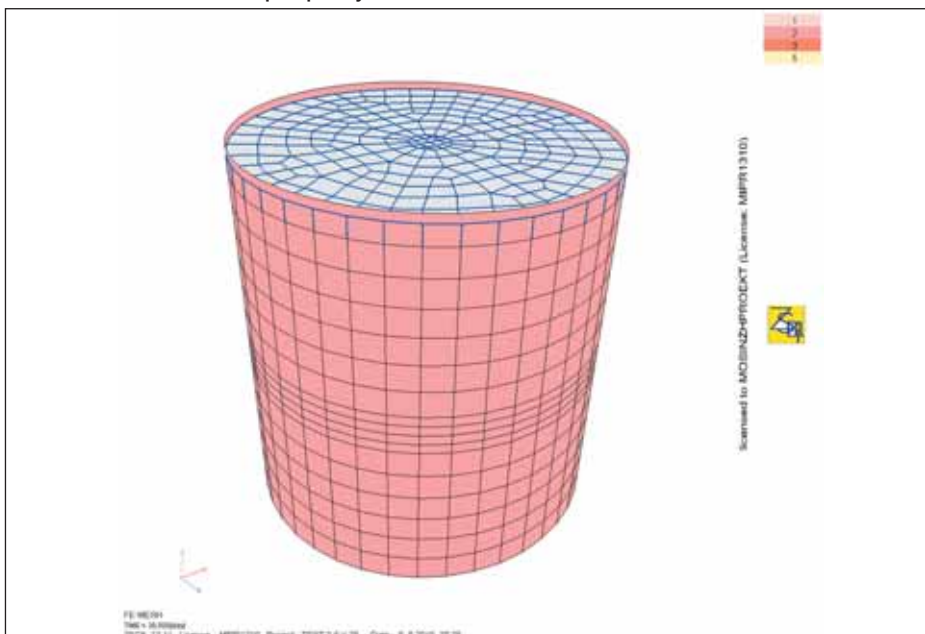




Рис. 3. Результаты лабораторных экспериментов

Рис. 4. Расчетная схема лабораторной установки в ПКВ



прокладку, обеспечивающую герметичность и подвижность одновременно.

Анализ результатов четырех серий лабораторных исследований [6] показал, что от вязкости нагнетаемого раствора и режима инъекционных работ процесс компенсационного нагнетания в песок характеризуется принципиально различными проявлениями. При низкой вязкости раствора и высоких расходах нагнетания, процесс нагнетания характеризуется проявлением гидроразрывов, окружающего манжетный иньектор, грунта (рис. 3а – раствор В/Ц = 20, нагнетание при расходе $q = 10$ л/м; рис. 3б – В/Ц = 5, $q = 10$ л/м). При высокой вязкости раствора и низком расходе процесс нагнетания характеризуется образованием компактных объемов в форме эллипсоида (рис. 3в – раствор В/Ц = 1, нагнетание при расходе $q = 2$ л/м).

В случае компенсационного нагнетания, с использованием специальных растворов повышенной вязкости и режима нагнетания, можно добиться компактных инъекционных объемов без образования гидроразрывов и считать этот процесс управляемым в отношении его воздействия на напряженно-деформированное состояние окружающего грунтового массива, и соответственно имеющим возможность моделирования, как аналитически, так и численно.

Наиболее эффективными для расчета такой сложной геотехнической задачи как компенсационное нагнетание являются программные комплексы (Z-Soil, Flac, Plaxis и др.), использующие метод конечных элементов (МКЭ). Численное решение на основе МКЭ позволяет учесть положение зон нагнетания, последовательность инъектирования и его объемы, оценивая на всех этапах эффективность компенсационного нагнетания.

Для оценки достоверности результатов численного расчета компенсационного нагнетания выполнялось моделирование лабораторного эксперимента на базе современной компьютерной программы геотехнических расчетов «Z-Soil 14.10» (рис. 4).

Поведение грунтов моделировалось нелинейной моделью упрочняющегося грунта (Hardening Soil). Выбор данной модели сделан потому, что она более полно описывает поведение грунта по сравнению с другими нелинейными моделями типа Мора-Кулона, Друкера-Прагера и т. п. Главным достоинством выбранной модели поведения грунта, при расчетах компенсационного нагнетания, является учёт изменения модуля деформации при изменении меньшего главного нормального напряжения, что крайне важно, т. к. при нагнетании происходит обжатие грунта и соответственно увеличение модуля деформации.

Для учета возможности развития сдвиговых деформаций на контакте грунта со стенками испытательной камеры, возникающих при компенсационном нагнетании, использовался контактный элемент.

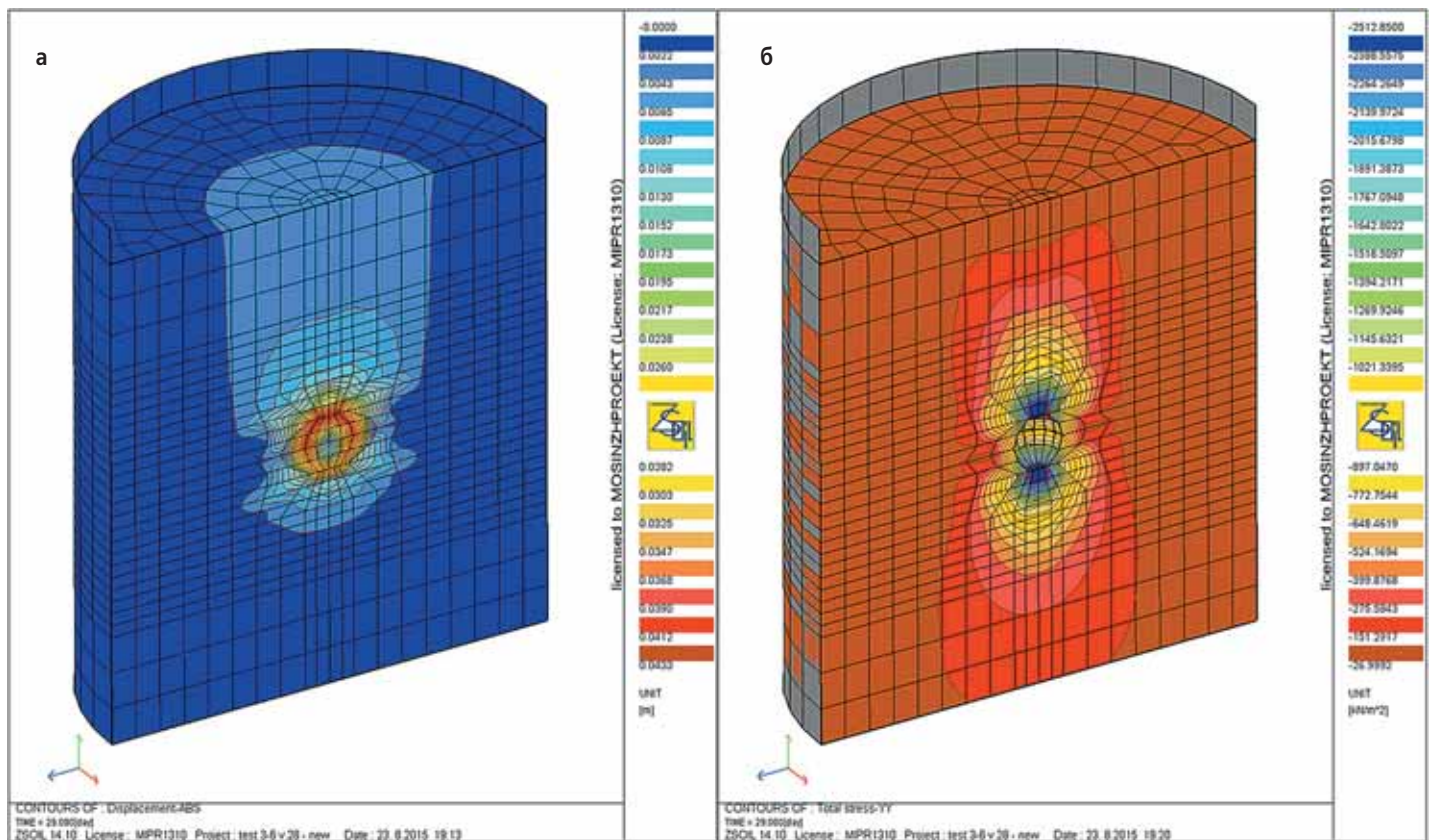


Рис. 5. Результаты численного эксперимента (поперечный разрез по лабораторной модели)

Компенсационное нагнетание моделируется увеличением объемов конечных элементов, расположенных вокруг инъектора, на заданный объем нагнетания. Для оптимизации разбиения сетки конечных элементов функцией объемной деформации наделяются только конечные элементы, моделирующие область, соответствующую предполагаемому объему нагнетания. Для моделирования компенсационного нагнетания выбранным конечным элементам присваиваются функция изменения коэффициента дополнительной объемной деформации, который фиксирует их увеличение на заданный объем. Для анализа изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива на нескольких шагах компенсационного нагнетания объем инъектирования задается пошагово, разбивая суммарный объем на несколько десятков шагов.

При выполнении численного моделирования распределение объема компенсационного нагнетания (изменение формы конечных элементов) зависит от упругих характеристик и напряженного состояния окружающих конечных элементов. При этом объем нагнетания всегда соответствует заданному значению коэффициента дополнительной объемной деформации для рассматриваемого шага.

Анализ развития зоны нагнетания показывает, что в процессе инъектирования компенсационного раствора наибольшая область перемещений точек грунта формируется над инъектором, увеличиваясь с возрастанием объемов нагнетания. Увеличение

этого объема приводит к постепенному подъему точек поверхности грунта.

Основные результаты численного моделирования и лабораторного эксперимента показали высокую степень сходимости, порядка 95 % для основных показателей: объем нагнетания, значение подъема (рис. 5а – изополя абсолютных перемещений), давление нагнетания (рис. 5б – изополя вертикальных нормальных напряжений, возникающих от компенсационного нагнетания).

Выводы

Использование метода конечных элементов (МКЭ) позволяет с высокой степенью достоверности рассчитывать геотехнические процессы, протекающие при компенсационном нагнетании для любого конкретного случая, когда не допускаются гидроразрывы. Результаты расчета численного моделирования позволяют определять подъем и крен фундамента здания на всех этапах подъема в зависимости от заданной последовательности и объемов выбранных зон нагнетания, а также анализировать влияние компенсационного нагнетания на изменение НДС как грунтового массива, так и конструкций здания или сооружения.

Ключевые слова

Компенсационное нагнетание, лабораторный эксперимент, численное моделирование, осадки, подземное строительство.

Compensation grouting, laboratory test, numerical analysis, settlement, underground construction.

Список литературы

1. Раиендорфер, Ю. Компенсационное нагнетание как способ обеспечения устойчивости зданий и сооружений при проходке тоннелей // Ю. Раиендорфер, В. Н. Жуков, К. Майер // *Метро и тоннели*, № 4. – М., 2008. – С. 26–28.
2. Маковский, Л. В. Применение компенсационного нагнетания при строительстве подземных сооружений в сложных градостроительных условиях // Л. В. Маковский, В. В. Кравченко // *Транспортное тоннелестроение. Современный опыт и перспективные разработки: сб. науч. тр.* – М.: ЦНИИС, 2008. – С. 112–120.
3. Меркин В. Е., Маковский Л. В. *Прогрессивный опыт и тенденции современного тоннелестроения*. М.: ТИМР, 1997. 192 с.
4. Eisa, K., «Compensation grouting in sand» *Phd-Thesis, University Cambridge, 2008 November.*
5. Bezuïjen, A. *Laboratory tests, compaction or compensation grouting* / Bezuïjen, R. Kleinlugtenbelt, A.F. van Tol. // *Physical Modelling in Geotechnics*, № 6. – London, 2006. – pp. 1245–1251.
6. Bezuïjen A. / *Compensation grouting in sand: Experiments, field experiences and mechanisms.* – 2010. – pp. 188–194.

Для связи с авторами

Харченко Игорь Яковлевич
HarchenkoIYa@mosinzhpoeekt.ru
Зерцалов Михаил Григорьевич
zertsalov@mgsu.ru
Симутин Алексей Николаевич
simutin@inbox.ru
Харченко Алексей Игоревич
gorgestroj@mail.ru

ПРОБЛЕМЫ СОЗДАНИЯ ОПОРНОГО ПЛАНОВО-ВЫСОТНОГО ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРОПОЛИТЕНОВ И ТОННЕЛЕЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ГЛОБАЛЬНОЙ НАВИГАЦИОННОЙ СПУТНИКОВОЙ СИСТЕМЫ (ГНСС)

THE PROBLEM OF CREATING A REFERENCE HORIZONTAL AND VERTICAL GEODETIC JUSTIFICATION FOR THE CONSTRUCTION OF TUNNELS AND SUBWAYS WITH USE OF GLOBAL NAVIGATION SATELLITE SYSTEM (GNSS)

В. Б. Никонов, к. т. н., ведущий научный сотрудник, Филиал АО ЦНИИС «НИЦ «Тоннели и метрополитены»

V. B. Nikonov, leading research engineer, Ph. D. Transport Construction Research Institute Branch Research Center «Tunnels & Underground»

В работе рассмотрены проблемы создания опорного планово-высотного геодезического обоснования для строительства тоннелей и метрополитенов с использованием глобальной навигационной спутниковой системы (ГНСС). Уделено внимание проблеме перехода от системы координат общеземного эллипсоида (WGS-84 и СК-95) к системе координат референц-эллипсоида и на плоскость в проекции Гаусса – Крюгера с учетом ранее созданного опорного планово-высотного обоснования строительства тоннелей и метрополитенов при использовании дифференциального способа определения координат ГНСС.

This paper addresses the problem of creating a reference horizontal and vertical geodetic study for construction of tunnels and subways using global navigation satellite system (GNSS). Attention is paid to the problem of transition from the coordinate system of the ellipsoid (WGS-84 and SC-95) to the coordinate system of the reference ellipsoid on the plane and in the projection of Gauss – Kruger taking into account the previously established reference horizontal and vertical justification of the construction of tunnels and subways with use of the differential method of determination of coordinates of GNSS.

Для перенесения проекта тоннелей и метрополитенов в натуру вдоль трассы будущих сооружений создается планово-высотное геодезическое обоснование строительства.

Традиционно плановое обоснование строительства создавалось двумя основ-

ными способами: методом полигонометрии и триангуляции, а высотное обоснование методом геометрического нивелирования. При создании планово-высотного обоснования строительства использовались различные по точности классы работ.

В настоящее время для создания опорного геодезического обоснования для обеспечения строительства метрополитенов и тоннелей применяется спутниковая технология с использованием глобальных навигационных систем (ГНСС) GPS и ГЛОНАСС.

Рис. 1. Схема сети GPS-спутников



Рис. 2. Спутник ГЛОНАСС



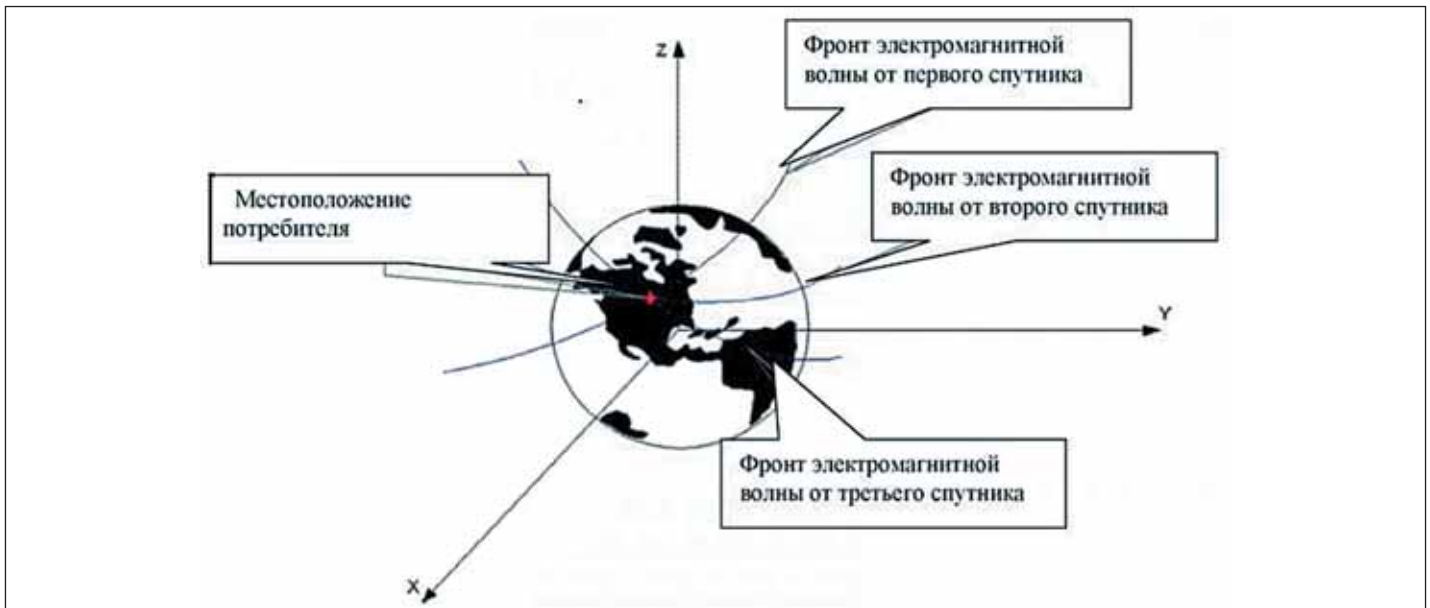


Рис. 3. Схема определения координат потребителя ГНСС

Обе ГНСС используют расположенные на орбите Земли навигационные спутники, положение которых на орбите определяется относительно опорных станций на поверхности Земли (рис. 1). Вид навигационного спутника приведен на рис. 2. Количество работающих спутников в системе должно быть не менее 24 штук. Указанное требование на количество спутников обуславливается требованием к видимости количества спутников не менее чем четырех штук для определения положения потребителя на поверхности Земли.

Для определения положения потребителя на поверхности Земли (рис. 3) используется спутниковый приемник, на который передается навигационное сообщение о положении спутников на орбите и измеряется дальность (псевдодальность) между спутниками и спутниковым приемником. После математической обработки полученных результатов вычисляется положение потребителя на поверхности общеземного эллипсоида.

Указанное определение положения потребителя в системе координат общеземного эллипсоида является абсолютным определением положения потребителя на поверхности Земли.

Данный способ определения положения потребителя позволяет определить его положение в системе координат общеземного эллипсоида с точностью в несколько метров. Указанная точность определения координат не обеспечивает требуемую точность для создания опорного геодезического обоснования для строительства метрополитенов и тоннелей.

Для повышения точности определения положения пунктов опорного геодезического обоснования в строительстве используются дифференциальные системы спутниковой навигации (рис. 4).

Дифференциальный режим реализуется с помощью контрольного навигационного приемника, называемого базовой станцией. Базовая станция устанавливается в точке с

известными координатами. Сравнивая известные координаты (полученные в результате прецизионной геодезической съемки) с измеренными, базовый навигационный приемник формирует поправки, которые передаются потребителям по каналам связи.

Различают два метода вычисления поправок:

- метод коррекции координат, когда в качестве дифференциальных поправок с базовой станции передают добавки к измеренным в определяемом пункте координатам. Недостатком этого метода является то, что приемники базового и определяемого пунктов должны работать по одному рабочему созвездию. Это неудобно, поскольку все потребители, использующие дифференциальные поправки, должны работать по одним и тем же ИСЗ;

- метод коррекции навигационных параметров, при использовании которого на базовой станции определяются поправки к измеряемым параметрам (например, псевдодальностям) для всех спутников, которые потенциально могут быть использованы потребителями. Эти поправки передаются потребителям и учитываются при решении навигационной задачи. Недостатком этого ме-

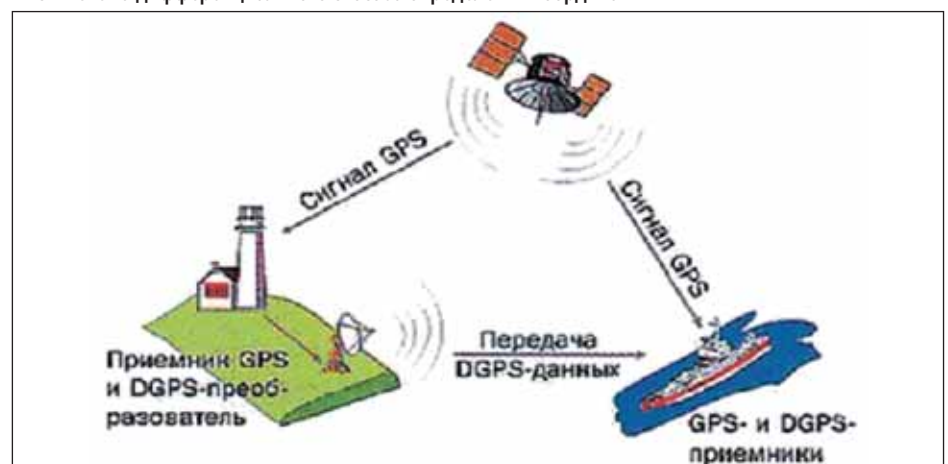
тода является повышение сложности аппаратуры потребителей.

Результаты, полученные с помощью дифференциального метода, в значительной степени зависят от расстояния между потребителем и базовой станцией. Применение этого метода наиболее эффективно, когда преобладающими являются систематические ошибки, обусловленные внешними (по отношению к приемнику) причинами. Эти ошибки в значительной мере компенсируются при близком расположении базовой станции и приемника потребителя. Поэтому зона обслуживания базовой станции составляет не более 500 км.

Передача дифференциальных поправок от базовой станции к потребителю может осуществляться с помощью телефонной или радиосвязи, по системам спутниковой связи (например, INMARSAT), а также с использованием технологии передачи цифровых данных RDS (Radio Data System) на частотах FM-радиостанций.

При получении координат с использованием дифференциальной системы спутниковой навигации возникает проблема редуцирования координат, определенных на поверхности общеземного эллипсоида на по-

Рис. 4. Схема дифференциального способа определения координат



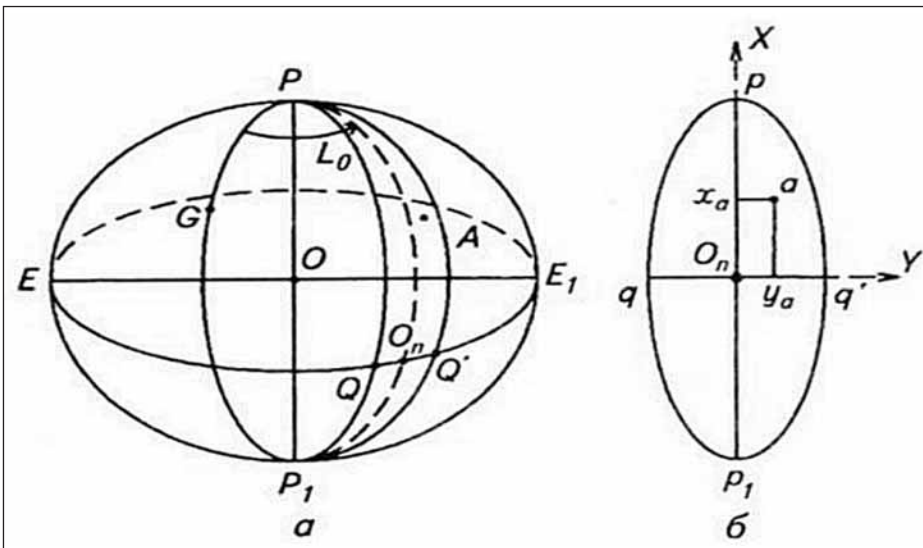


Рис. 5. Схема редуцирования точки в проекцию Гаусса – Крюгера

верхность референц-эллипсоида, а далее на принятую плоскость проекции.

Проблема заключается в том, что все координаты предыдущих определений до использования ГНС редуцировались на эллипсоиды (референц-эллипсоиды), принятые для территории государства (страны) или от-

дельного района (области страны). Основной задачей редуцирования на поверхность референц-эллипсоида являлась решение проблемы редуцирования физической поверхности на плоскость (план или карту).

Используемые поправки, вырабатываемые базовой станцией, как правило, несут по-

Рис. 6. Схема расположения опорных базисных пунктов СНГО г. Москвы



правки по переходу от общеземного эллипсоида к референц-эллипсоиду. В частности они вызваны отсутствием однозначных значений взаимного ориентирования друг относительно друга. Это связано с тем, что ориентирование референц-эллипсоидов, как правило, в разных районах страны осуществлялась астрономическим способом. Указанная ориентация референц-эллипсоида на территории страны приводила к ошибкам взаимного положения единого референц-эллипсоида на территорию страны с ориентированием по отдельным участкам (областям) страны.

Учитывая, что параметры перехода (элементы ориентирования) от общеземного эллипсоида к референц-эллипсоиду (участкам) становятся весьма затруднительными в т. ч. к координатам, полученным на плоскости относимости, в частности, на плоскости в проекции Гаусса – Крюгера (рис. 5) появляется необходимость использования опорной геодезической сети раннего определения.

Использование при дифференциальном способе вычисления поправок в координаты относительно опорной геодезической сети раннего определения (ОП), также приводит к неоднозначности поправок в разных участках района работ. Эта разность в величинах поправок чаще всего вызвана двумя обстоятельствами: поправками по переходу к использованному ранее референц-эллипсоиду; ошибками взаимного положения пунктов опорной геодезической сети раннего создания (традиционными методами) [5].

Таким образом, на точность дифференциального метода определения координат на референц-эллипсоиде сильно влияет точность ранее определенного взаимного положения пунктов опорной сети, использующей как опорной для пересчета от общеземного эллипсоида к координатам в проекции на референц-эллипсоид и в проекции Гаусса – Крюгера.

Исходя из этой проблемы, необходимо оценить ошибку взаимного положения пунктов ранее определенных в опорной сети, используемых в дифференциальном методе для определения параметров перехода от координат общеземного эллипсоида (WGS-84 GPS или к СК-95 ГЛОНАСС) [1–4] к координатам на референц-эллипсоиде (в частности Бесселя) и к координатам в проекции на плоскость Гаусса – Крюгера.

Отсюда появляются требования к выбору базисных пунктов для установки контрольного навигационного приемника или приемников [6, 7].

Принимая во внимание, что для использования дифференциального метода в г. Москве приняты опорные базисные пункты (рис. 6), а для строительства Московского метрополитена использовалась опорная сеть, представленная на рис. 7, поправки в определении координат и высот строительства метрополитена будут вычисляться без учета сложившейся ранее опорной сети.

Опорные геодезические сети для строительства всех метрополитенов на террито-

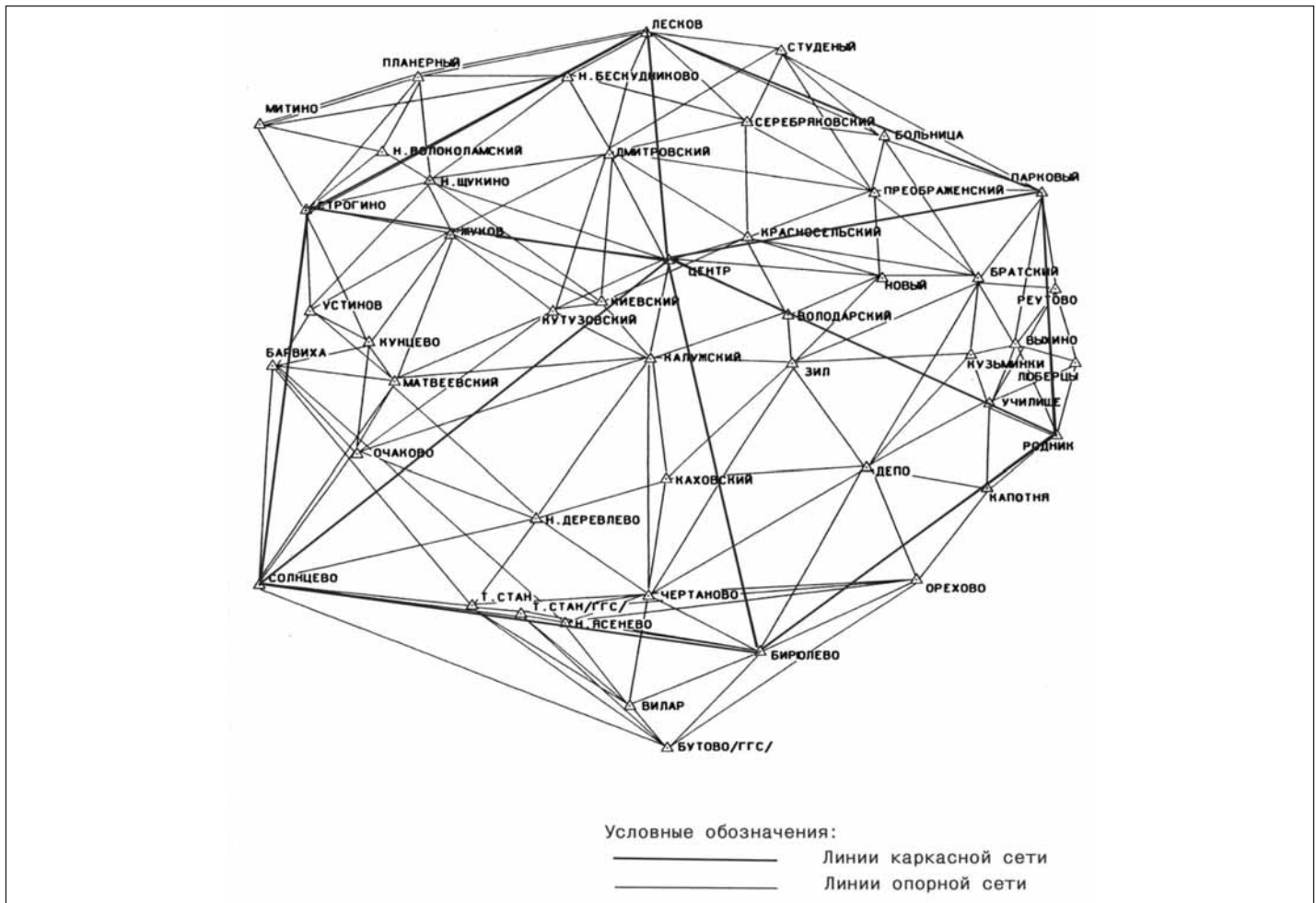


Рис. 7. Схема опорной геодезической сети строящегося метрополитена г. Москвы

рии СССР создавались отдельно [8], при этом все пункты сети были определены едиными полевыми измерениями и уравниванием. Данные требования вызваны требованиями к положению тоннеля метрополитена относительно проекта и обеспечению сбойки встречных забоев в пределах ± 50 мм, что, в свою очередь, накладывает требования к точности взаимного положения пунктов опорной сети.

Таким образом, для строительства метрополитенов и тоннелей необходимо учитывать или применять при дифференциальном методе с использованием ГНСС опорные геодезические сети, от которых построены предыдущие тоннели в данной местности, с целью обеспечения сбоек с ранее построенными сооружениями. Кроме этого вновь определенные пункты должны быть связаны в единую опорную геодезическую сеть полевыми измерениями и уравниванием [9]. Решению вопроса по успешному использованию дифференциального метода ГНСС для создания опорного планово-высотного обоснования (ОПВО) строительства тоннелей и метрополитенов существенно поможет создание каталога ОПВО (официальное утверждение) предыдущих лет. Этот каталог необходимо использовать для размещения базовых станций дифференциального метода, что в свою очередь позволит более высококачественно и точно определять поправки в координаты и

высоты пунктов вновь создаваемого ОПВО с учетом предыдущего строительства тоннелей и метрополитенов (линейных объектов).

Так, для определения дифференциальных поправок при использовании ГНСС по созданию нового ОПВО для строительства метрополитена в г. Москве должно быть использовано ОПВО предыдущих лет, от которого до этого строился метрополитен (рис. 7).

Ключевые слова

Глобальная навигационная спутниковая система, общеземной эллипсоид, референц-эллипсоид, дифференциальная система определения координат, опорное планово-высотное геодезическое обоснование строительства.

Global navigation satellite system, the all-world ellipsoid, reference ellipsoid, differential positioning system, a reference horizontal and vertical geodetic study of construction.

Список литературы

1. Руководство по созданию и реконструкции городских сетей с использованием спутниковых систем ГЛОНАСС/GPS. ГКИНП (ОНТА) 01-271-03.
2. Руководство по выполнению работ в системе координат 1995 года (СК-95). ГКИНП (ГНТА) 06-278-04.

3. Основные положения о государственной геодезической сети Российской Федерации ГКИНТ (ГНТА) 01-006-03.

4. Федеральный закон «О геодезии и картографии» от 26 декабря 1995 г. № 209-ФЗ (с изменениями).

5. Никоноров В. Б. Использование глобальной спутниковой навигационной системы для геодезического обеспечения строительства линейных транспортных сооружений. – М., 2001 г. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук УДК 528.06.

6. Базовая региональная система навигационно-геодезического обеспечения города Москвы на основе ГЛОНАСС/GPS (СНГО Москвы). Приказ ГУП «Мосгоргеотрест» от 24.04.2013 г., № 32.

7. Положение о пространственной местной системе координат города Москвы (ПМСК Москвы), ГУП «Мосгоргеотрест», 2011 г.

8. Правила установления местных систем координат. Постановление Правительства РФ от 3 марта 2007 г. № 139.

9. Основные положения по созданию и обновлению опорной геодезической сети г. Москвы. ГКИНП (ОНТА) 01-268-02.

Для связи с автором

Никоноров Виктор Борисович
 NikonorovVB@Tsniis.com



СПЕЦИАЛЬНЫЕ ЗОНДЫ ДЛЯ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ ГРУНТОВ – КЛАССИФИКАЦИЯ, ВИДЫ И УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ

SPECIAL PROBES FOR CONE PENETRATION TESTING – CLASSIFICATION, TYPES AND APPLICATION CONDITIONS

О. Н. Исаев, заведующий сектором, НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, Москва

И. Б. Рыжков, профессор, БГАУ, БАШНИИСТРОЙ, г. Уфа

O. N. Isaev, head of subdepartment, NIIOSP named after N.M. Gersevanov, Moscow, Russia

I. B. Ryzhkov, professor, BSAU, BashNIIstroy, Ufa, Russia

Приведены определение, особенности и отличия специальных электрических зондов для испытания грунтов методом статического зондирования от стандартных (в соответствии с актуализированным межгосударственным стандартом ГОСТ 19912–2012 «Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием»). Даны классификация, виды и условия применения специальных электрических зондов для геотехнических и геоэкологических целей.

The paper gives definition, specific and distinctive features of special electrical probes intended for cone penetration testing of soils compared to the standard ones (in accordance with the actualized interstate standard GOST 19912–2012 «Field test methods for static and dynamic sounding»). The classification, types and application conditions of special electrical probes used for geotechnical and geoenvironmental purposes are presented.

В России и за рубежом статическое зондирование (Cone Penetration Test – CPT) электрическими зондами является основным полевым методом испытания грунтов. Оно выполняется путем статического непрерывного или прерывистого погружения в грунт зонда, состоящего из штанги и специального электрического (как правило, тензометрического) наконечника, расположенного в нижней части зонда и служащего для измерения удельных сопротивлений грунта под конусом q_c , МПа, и на участке боковой поверхности (муфте трения) f_s , МПа, наконечника зонда. В России, согласно актуализированной редакции ГОСТ 19912-2012 «Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием» диаметр конуса наконечника – 35,7 мм, длина муфты трения – 310 мм (рис. 1).

Такие зонды в отечественной практике часто называют стандартными. Кроме стандартных применяются также нестандартные зонды, отличающиеся от стандартных размерами (диаметром наконечника, длиной муфты трения) или наличием дополнительных датчиков и устройств. Большинство зарубежных зондов, в рамках требований российских норм, относятся к нестандартным. Диаметр их конуса, кроме основного размера 35,3–36,0 мм, может быть 25 мм (применяется редко) и 50 мм (применяется все чаще), а длина муфты трения значительно меньше отечественной и составляет 132,5–135,0 мм.

В последние годы все более широкое распространение получают специальные электрические зонды, отличающиеся от стандартных зондов тем, что имеют дополнительные устройства и датчики (порового давления, температуры, радиоактивного каротажа, электрического сопротивления, сейсмодатчик, инклинометр и др.), позволяющие измерять дополнительные характеристики грунта или контролировать процесс зондирования. В отечественных и зарубежных публикациях [2, 5, 6] приводятся более двадцати видов дополнительных датчиков и устройств. Согласно предложенной авторами статьи классификации, специальные зонды могут различаться:

- по назначению:
 - геотехническое применение,
 - геоэкологическое применение,
 - многофункциональное применение;
- по конструктивному принципу:
 - с одномодульным наконечником (дополнительные датчики и устройства располагаются внутри основного наконечника);
 - с двух и более модульным наконечником (дополнительные датчики и устройства располагаются в отдельном модуле или модулях, располагаемых выше основного наконечника, перед штангой).

В основном специальные зонды применяют для изучения особых грунтовых условий и специфических грунтов. За рубежом чаще всего используют зонды с дополнительными

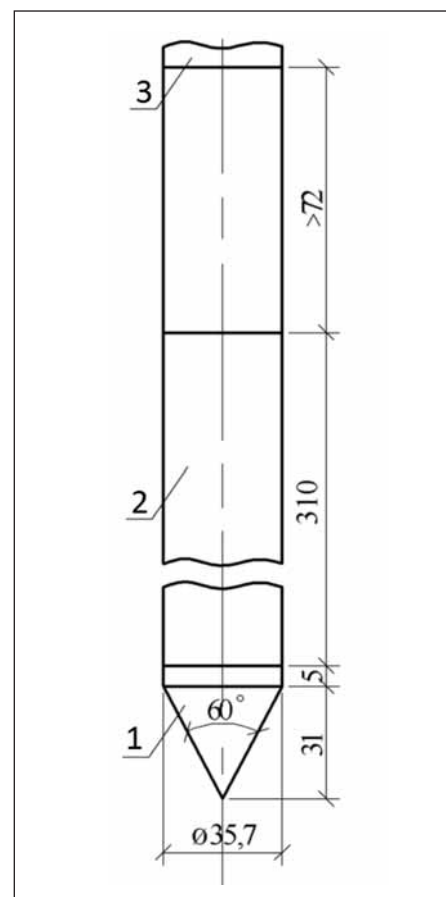


Рис. 1. Стандартный электрический зонд (по ГОСТ 19912–2012): 1 – конус; 2 – штанга; 3 – муфта трения

Таблица 1

Дополнительные датчики и устройства, используемые при статическом зондировании для геотехнических целей (по И. Б. Рыжкову и О. Н. Исаеву [2])

Геотехническое применение		
Датчики и устройства	Измерение	Применение
Акселерометр / Сейсмограф (Accelerometer / Geophone)	Скорости продольных и поперечных упругих волн	Модуль деформации грунта при малых деформациях Модуль сдвига грунта при малых деформациях
Акустический датчик (Acoustic)	Акустическая эмиссия	Вид грунта Сжимаемость грунта Структура грунта
Бокового давления датчик (Lateral Stress)	Нормальное давление на боковую поверхность зонда	Оценка природного напряженного состояния грунта
Вибромодуль (Vibratory Module)	Сопrotивления грунта зондированию при задавливании зонда с вибрацией	Возможность разжижения песков
Видео устройство (Video)	Видео изображение грунта в процессе зондирования	Размер частиц грунта Стратиграфия грунта
Гамма-каротаж (Gamma Radiation)	Интенсивность естественного гамма-излучения	Естественная радиоактивность грунта Глинистость дисперсных пород
Гамма-гамма-каротаж (Gamma-Gamma Radiation)	Интенсивность вторичного гамма-излучения	Плотность грунта
Инклинометр (Inclinometer)	Вертикальность зонда	Предотвращение повреждения зонда Корректировка глубины погружения зонда
Крыльчатка (Vane)	Вращательный момент	Сопrotивление грунта срезу Чувствительность (структурная прочность) грунта
Нейтрон-нейтрон-каротаж (Neutron-Neutron Radiation)	Потери энергии нейтронов в процессе их рассеяния в грунте	Влажность грунта
Порового давления датчик (Pore water pressure)	Давление поровой воды	Поровое давление воды Вид грунта Коэффициент консолидации грунта Коэффициент фильтрации грунта и др.
Прессиометрический модуль (Pressuremeter Module)	Радиальные деформации	Модуль деформации грунта Модуль сдвига грунта Горизонтальные напряжения в грунте Сопrotивление грунта сдвигу Прочностные характеристики грунта
Рефлектометр (Time Domain Reflectometry)	Диэлектрическая константа пульсирующей электромагнитной волны	Корреляция с влажностью грунта
Температурный датчик (Temperature)	Температура зонда при его движении и остановке	Природная температура грунта Оценка вида грунта Определение состояния грунта (талое, мерзлое)
Температурный датчик и нагревательный элемент (Temperature and Heat)	Температура зонда при его нагреве	Теплофизические свойства грунта
	Нагрев и измерение сопротивлений оттаявшего грунта зондированию	Оценка механических свойств мерзлых грунтов при их оттаивании
Электросопротивления датчик (Electrical Resistivity)	Сила тока в грунте между изолированными электродами	Электропроводность грунта Вид грунта Коррозионная активность грунта Пористость песков Определение уровня подземных вод
3D Магнитометр (Magnetometer)	Характеристики магнитного поля грунта	Обнаружение и определение положения подземных сооружений, предметов и препятствий

Таблица 2

Дополнительные датчики и устройства, используемые при статическом зондировании для геоэкологических целей (по И. Б. Рыжкову и О. Н. Исаеву [2])

Геоэкологическое применение		
Датчики и устройства	Измерение	Применение
1	2	3
Водородного показателя датчик (pH)	Концентрация ионов водорода	Проливы кислоты Исходный пункт проливов
Гамма-каротаж (Gamma Radiation)	Интенсивность естественного гамма-излучения	Зоны радиоактивных загрязнений
Диэлектрической проницаемости датчик (HIM-probe)	Диэлектрическая проницаемость грунта в переменном электрическом поле	Загрязнения в виде органических жидкостей
Комплексной оптоэлектроники устройство (Integrated Optoelectronics)	Химическая концентрация с помощью волновой интерференции	Выявление аммиака Определение водородного показателя

Окончание таблицы 2

1	2	3
Лазерно-индуцированной флуоресценции датчик (LIF)	Флуоресценция углеводородных загрязнений	Загрязнения нефтепродуктов (топлива, бензина, нефти, смазочных материалов), способных флуоресцировать
Окислительно-восстановительного потенциала датчик (Redox Potential)	Окислительно-восстановительный потенциал	Мониторинг обстановки в период биовосстановления опасных отходов
Рамановский спектрограф для комбинационной спектроскопии (Raman Spectroscopy)	Концентрация ионов аргона, вызванных лазерной флуоресценцией	Загрязнения в виде органических жидкостей Выявление хлорированных углеводородов
Температурный датчик (Temperature)	Температура зонда	Эндотермическая / экзотермическая активность в результате химических реакций Выявление зон воздействия термальных вод Выявление зон нарушения режима подземных вод за счет утечек из водонесущих коммуникаций
Электросопротивления датчик (Electrical Resistivity)	Сила тока в грунте между изолированными электродами	Проникание соленой воды Проливы кислоты Минерализация подземных вод
3D Магнитометр (Magnetometer)	Характеристики магнитного поля грунта	Обнаружение и определение положения подземных предметов и тел, представляющих экологическую опасность

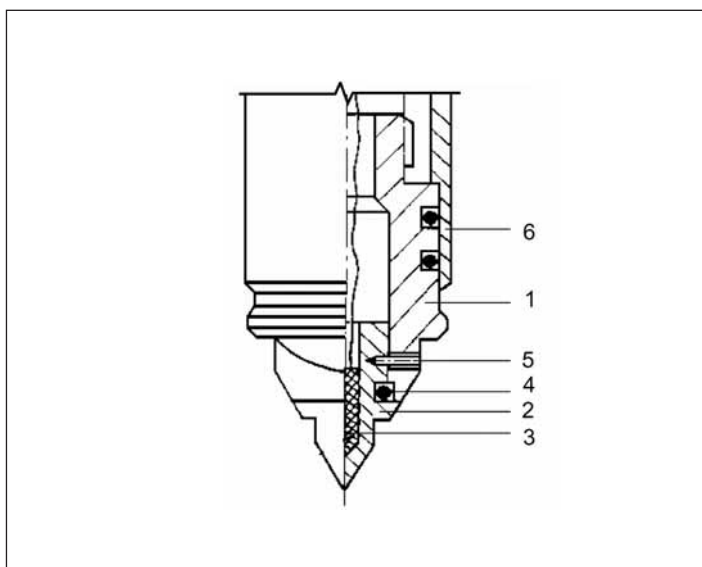


Рис. 2. Специальный электрический зонд с датчиком температуры: 1 – основной конус, 2 – малый конус, 3 – датчик температуры, 4 – уплотнение, 5 – крепежный винт, 6 – муфта трения

датчиками порового давления (CPTU) и сейсмодатчиками (SCPT, SCPTU).

Согласно российским нормам [1, 3], применение специальных зондов допускается, если это предусмотрено требованиями действующих нормативно-технических документов или техническим заданием на инженерно-геологические изыскания. В трех случаях ГОСТ 19912-2012 напрямую требует обязательное их использование.

- При испытании грунтов на глубину более 10 м [1] следует применять специальные зонды с наконечниками, оснащенными инклинометром, показания которого необходимо использовать для определения фактической глубины зондирования и предотвращения поломки зонда. Допускается располагать инклинометр непосредственно над наконечником.

- Для испытаний многолетнемерзлых грунтов [1, 3] необходимо использовать специальные электрические зонды с датчиком температуры, устанавливаемым, как правило,

в конусе наконечника зонда и служащим для измерения температуры наконечника и грунта (рис. 2).

- Для испытания грунтов на континентальном шельфе следует использовать специальные электрические зонды с датчиком порового давления и фильтром u_2 , устанавливаемым между конусом и муфтой трения (рис. 3). За рубежом фильтр также может устанавливаться в конусе (u_1) и над муфтой трения (u_3).

Ключевые слова

Статическое зондирование, специальный электрический зонд, грунты, стандарт.

Cone penetration test, special electrical probe, soils, standard.

Список литературы

1. ГОСТ 19912-2012. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – М.: Стандартинформ, 2012. – 19 с.

2. Рыжков И. Б., Исаев О. Н. Статическое зондирование грунтов. – М.: АСВ, 2010. – 496 с.

3. СП 25.13330.2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.

4. International Reference Test Procedure for CPT and CPTU (IRTP). Corrected. 2001.

5. Lunne T., Robertson P. K. and Powell J. J., M. 2004. Cone penetration testing in geotechnical practice. London and New York: Spon Press.

6. Burns S. E., Mayne P. W. Penetrometers for Soil Permeability and Chemical Detection / Funding provided by NSF and ARO issued by Georgia Institute of Technology Report No GIT-CEECEO-98-1, July 1998. Georgia Tech. 1998.

Для связи с авторами

Исаев Олег Николаевич
geotechnika2008@gmail.com
Рыжков Игорь Борисович
ig-ryzhk@yandex.ru



ОГНЕСТОЙКОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ТОННЕЛЯ

FIRE RESISTANCE OF CONCRETE LINING

В. О. Буценко, ведущий инженер, магистр технических наук, ОАО «Минскметропроект»

V. O. Boutsenco, leading engineer, Master of Science, JSC «Minskmetroproject»

Для дальнейшего развития транспортной инфраструктуры сегодня необходимо строить, и строится большое количество автодорожных, железнодорожных тоннелей, тоннелей метрополитена.

На самом деле многочисленные пожары и другие чрезвычайные ситуации, имевшие место во многих странах мира, дают основание характеризовать транспортные тоннели как «зоны повышенного риска» не только для людей, находящихся под землей в узком замкнутом пространстве и в основном не подготовленных к действиям по своему спасению, но даже для самих конструкций. Собственно очень важным моментом является способность самой конструкции тоннеля выдержать влияние огня. Свойства конструкции по сопротивляемости воздействию пожара и распространению его опасных факторов называют огнестойкостью. Именно огнестойкость конструкции тоннельных обделок и является темой статьи.

Для описания важности задачи приведены примеры пожаров в тоннелях и их последствия. Приводится информация по пределам огнестойкости строительных конструкций и их оценке. Разъяснены общие принципы расчета пределов огнестойкости и выполнен анализ огнестойкости автодорожных тоннелей.

Further transport infrastructure development wants a lot of road tunnels, railway tunnels, metro tunnels to be built which actually is being built.

Actually, multiple fires and other emergencies that were occurred in many countries allow characterize tunnels as «high-risk areas» not only for people, who stay below the surface in isolated narrow space and who wasn't trained to survive, but for structures themselves. Basically structure capacity to sustain fire influence is very important point. Structure properties to resist fire effects diffusion are named fire resistance. In fact article subject is exactly fire resistance of lining.

Что происходит в тоннеле во время пожара

Тоннели относятся к сооружениям с повышенным уровнем ответственности. Их выход из строя может привести к тяжелым экономическим и экологическим последствиям.

Опыт эксплуатации автодорожных тоннелей, особенно расположенных в пределах города, указывает на высокую вероятность аварий и дорожно-транспортных происшествий, сопровождающихся пожарами. Вероятность пожара на транспортном средстве считается наиболее опасной из всех видов опасности в тоннеле. По данным статистических исследований, ДТП в тоннелях в 1,4 раза чаще приводят к пожарам, чем на скоростном шоссе. Например, в Гамбурге в тоннеле, проложенном под Эльбой, пожары происходят в среднем ежемесячно.

Чрезвычайные ситуации сопровождаются выделением газоздушных смесей, быстрой потерей видимости на путях эвакуации вследствие их задымления. Это препятствует эвакуации людей и автотранспортных средств, а также эффективной работе специальных подразделений, приводит к гибели людей, прекращению функционирования тоннелей на длительный срок.

Повышенная пожарная опасность городских автодорожных тоннелей среди прочего обуславливается сложностью развертывания



Рис. 1. Внутренний вид автодорожного тоннеля

сил и средств пожарных подразделений, в том числе связанной с возникновением про-

бок в автодорожных тоннелях и на подъездах к ним, а также ограничениями объемно-



Рис. 2. Внутренний вид железнодорожного тоннеля

планировочного характера из-за размещения в автодорожных тоннелях противопожарного оборудования.

Приведу несколько примеров, чтобы было понятно, что такое пожар в тоннеле, потому что он очень сильно отличается от пожара в наземном сооружении.

В Австрийских Альпах под горой Тауэрн проходит один из самых новых тоннелей – Тауэрнтоннель, открытый 21 июня 1995 г.

В тоннеле в мае 1999 г. перед красным сигналом светофора стояло несколько машин, среди них грузовики с разными товарами, в том числе лаками и аэрозольными баллончиками. За последним грузовиком ожидали зеленый свет четыре легковых автомобиля.

Грузовик с прицепом не успел вовремя затормозить и с ходу врезался в стоящий «хвост». Две из четырех легковушек оказались так сплюснены между стоящим и наехавшим грузовиками, что их еще несколь-

ко дней считали одним автомобилем. Две другие машины грузовик раздавил о стенку тоннеля.

Вытек бензин, вспыхнул пожар. Люди в панике бросились бежать в направлении выхода. Другие хватали свой багаж и бросали его, закрывая путь бежавшим. Кто-то пытался развернуть машину, чтобы на ней вырваться из ада. В одном из грузовиков перевозили коров, и обезумевшие животные с диким ревом рвались из кузова.

А навстречу огню уже шла колонна с другого конца участка, где горел «зеленый».

Огонь распространялся с огромной скоростью. Температура достигла 1200 °С. Подобно ракетам, разлетались на сотню метров баллончики-распылители, похожие на огненные шары. Позднее их находили даже в вентиляционных каналах. Лоплющиеся шины, вопли о помощи, мычание коров – сущий ад!

Пожарные оказались в крайне сложном положении: отрезок между очагом пожара и северным порталом напоминал камин, через который рвались газы, расплавились части тоннеля, сделанные из пластика, бушевало море огня.

Лишь после 161 часа (!) непрерывной борьбы пожар был побежден. 12 человек погибли, сгорело 40 автомобилей – 24 легковых и 16 грузовых.

Тоннель Монблан протяженностью 11,6 км открыли 35 лет назад. Он стал одним из важнейших путей европейского коридора север – юг. Его ширина 8,6 м, проезжая часть – 7 м, по бокам – пути для эвакуации шириной 0,8 м.

В 6,2 км от въезда в тоннель загорелся грузовой автомобиль, груженный маргарином и мукой. Сразу сработал датчик, который показал задымление. По его сигналу перекрыли движение. Уже через шесть минут пожарные подразделения выехали на место. Но из-за плотной стены копоти и дыма они смогли остановиться только в километре (!) от источника огня.

Пожар длился 50 часов – более двух суток! Погиб 41 человек, среди них – один пожарный, сгорело 36 автомобилей, в том числе два пожарных. Сильно пострадали подземные сооружения, бетонные своды на протяжении почти километра были покрыты глубокими трещинами. После пожара тоннель закрыли и долго восстанавливали...

Тоннель-рекордсмен под Ла-Маншем тянется на 50,5 км, соединяя Францию и Англию. На глубине 45 м ниже морского дна можно за три часа добраться от Лондона до Парижа.

Поезда идут по двум однопутным тоннелям диаметром 7,6 м каждый. Их пересекает тоннель обеспечения эксплуатации диаметром 4,8 м. Там могут передвигаться со скоростью до 80 км/ч специальные пожарные автомобили. В тоннеле их 24. Развернуться в тоннеле негде, поэтому у пожарных автомобилей две кабины – водитель может перейти в хвост прямо внутри вагонного кузова.

Рис. 3. Пожар в тоннеле



Рис. 4. Машины после пожара в тоннеле



18 ноября 1996 г. в 16 км от Франции в грузовом автомобиле, который перевозился поездом, начался пожар. Вспыхнувший огонь охватил четыре хвостовых вагона. Машинист остановил поезд и начал эвакуацию пассажиров. Люди передвигались ползком, закрывая рот платками. 36 человек серьезно пострадали, к счастью, никто не погиб. Борьбу с огнем вели 70 пожарных, которые, работая в противогазах, через каждые 10 мин сменяли друг друга из-за высокой температуры. Лишь в середине следующего дня пожар был ликвидирован.

Известно несколько случаев, когда пожары в тоннелях охватывали более 100 автомобилей (тоннель Холланд, США, 1949 г.; тоннель Мурфлит, ФРГ, 1969 г.; тоннель Ниходзак, Япония, 1969 г.; Кальдекотский тоннель, США, 1989 г.). В одном только Эльбском тоннеле в Гамбурге за 13 лет эксплуатации произошло 36 пожаров с «участием» грузовых автомобилей.

В 1949 г. в тоннеле Холланд (США) возник пожар в кузове грузового автомобиля, перевозившего сероуглерод. Горение было столь интенсивным, что в результате воспламенились автомобили, находившиеся на расстоянии до 100 м от аварийной машины. Высокая температура, плотный и токсичный дым затрудняли работу пожарных подразделений. Людей удалось эвакуировать из опасной зоны, но автомобили в пределах ее полностью сгорели. В результате перегрева вышло из строя две трети вытяжных вентиляторов и были разрушены некоторые конструкции тоннеля.

Разрушение конструкций тоннеля - это всегда много работы и много денег, потому что строить что-то под землей в принципе не дешево, а восстанавливать что-то в условиях ограниченного пространства и того сложнее. Во многих случаях в ограниченных условиях подземного пространства восстановление и усиление конструкции может оказаться технически трудноосуществимой или практически невозможной задачей, так как потребует дополнительной разработки грунта или замены целой секции.

В 1979 г. в автотранспортном тоннеле Ниходзак длиной около 2 км между Токио и Нагоя (Япония) произошла авария на расстоянии 400 м от выездного портала. Во время пожара на участке тоннеля длиной 1122 м температура достигла 1000 °С, возникло сильное задымление. Отмечены значительные повреждения обделки с разрушением бетона на глубину до 25 см. Восстановление тоннеля длилось два месяца. Системы обнаружения (344 пожарных извещателя) и тушения (1024 спринклерных оросителя, 48 пожарных гидрантов) не смогли локализовать пожар.

В некоторых случаях конструкция тоннеля начинает «взрываться» когда от конструкции разлетаются куски бетона весом до нескольких килограммов на расстояние до 10–20 м. Это явление называется хрупкое

разрушение бетона, и возможность такого развития событий тоже надо оценивать.

Параметры огнестойкости конструкций

Необходимые требования к зданиям и сооружениям, в том числе требования пожарной безопасности, установлены Федеральным законом РФ от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Одним из требований в случае возникновения пожара является сохранение устойчивости здания или сооружения, а также прочности несущих строительных конструкций в течение времени, необходимого для эвакуации людей и выполнения других действий, направленных на сокращение ущерба от пожара.

Эти параметры характеризует огнестойкость конструкций, показателем которой является предел их огнестойкости, т. е. время наступления предельных, нормируемых для данных конструкций, предельных состояний. Для точного определения этого времени направлен расчет огнестойкости по потере несущей способности (R), целостности (E), теплоизолирующей способности (I).

Предел огнестойкости по потере несущей способности (R) характеризует прочностные показатели конструкций при возможном пожаре и наступает при обрушении или недопустимом прогибе конструкций; предел по теплоизолирующей способности (I) наступает при повышении средней температуры на обогреваемой поверхности больше предельно установленной; предел по целостности (E) – при образовании сквозных отверстий во время пожара.

Уже при проектировании зданий и сооружений, наряду с расчетом на прочность, жесткость и трещиностойкость, необходимо выполнять расчет на огнестойкость. Производя такой расчет, есть возможность определить, каким образом надо запроектировать конструкцию, чтобы получить требуемый предел огнестойкости. Потому что обеспечить надежную эксплуатацию несущих конструкций с точки зрения пожарной безопасности наиболее эффективно на стадии проектирования и строительства сооружения.

Для несущих железобетонных конструкций предельным состоянием по огнестойкости является потеря несущей способности (R).

Расчет предела огнестойкости по потере несущей способности (R) состоит из теплотехнической и статической частей.

Теплотехнический расчет должен определить время наступления предела огнестойкости по истечении которого арматура нагревается до критической температуры, или сечение бетона конструкции уменьшается до предельного значения при воздействии на нее стандартного температурного режима.

Статический расчет должен обеспечить недопущение разрушения и потери устойчивости конструкции при совместном воздействии нормативной нагрузки и стандартного температурного режима.

Испытаниями установлено, что разрушение железобетонных конструкций при огневом высокотемпературном нагреве происходит по тем же схемам, что и в условиях нормальных температур. Поэтому для расчета предела огнестойкости по потере несущей способности используются те же уравнения равновесия и деформаций, из которых выводятся формулы для статического расчета.

Кроме определения пределов огнестойкости сооружаемых конструкций, производится оценка возможного хрупкого разрушения бетона обделок при пожаре.

Хрупкое разрушение бетона возможно в железобетонных конструкциях из тяжелого бетона с силикатным заполнителем и влажностью более 3,5 %, с карбонатным заполнителем и влажностью более 4 % и из легкого конструкционного керамзитобетона с влажностью более 5 % и плотностью более 1200 кг/м³.

Причиной хрупкого разрушения бетона при пожаре является образование трещин в структуре бетона и их переход в неравновесное спонтанное развитие под воздействием внешней нагрузки и неравномерного нагрева и фильтрации пара по толщине сечения элемента.

Хрупкое разрушение бетона при пожаре может очень быстро привести к разрушению бетонных или железобетонных конструкций. В этом случае предел огнестойкости конструкций может оказаться значительно ниже требуемого вследствие уменьшения размера бетонного сечения конструкции, уменьшения толщины или полной ликвидации защитного слоя рабочей арматуры, а также образования сквозного отверстия.

Расчет ведется на стандартный пожар, температура которого увеличивается в зависимости от времени огневого воздействия по логарифмической зависимости.

Предел огнестойкости важный параметр и он нормируется:

- по СП 120.13330.2012 «Метрополитены» предел огнестойкости строительных конструкций обделок перегонных и тупиковых тоннелей принимается R90;
 - по СП 122.13330.2012 «Тоннели железнодорожные и автодорожные» предел огнестойкости обделок не городских транспортных тоннелей принимается R90, городских – R150;
 - по СП 166.1311500.2014 «Городские автотранспортные тоннели и путепроводы тоннельного типа с длиной перекрытой части не более 300 м» предел огнестойкости несущих конструкций тоннелей (обделка (стены, перекрытия), колонны) принимается R180.
- Тоннели – это всегда уникальные сооружения с повышенным уровнем ответственности, к которым разрабатываются Специ-



Рис. 5. Сооружение конструкций тоннеля

альные Технические Условия, где указаны необходимые конструктивные и планировочные решения, в том числе и требуемые пределы огнестойкости.

Расчеты несущих конструкций тоннелей

Усилия, используемые в расчете огнестойкости обделки тоннеля, получены из расчета несущей способности при нормативных нагрузках и нормативных сопротивлениях бетона и арматуры. Результаты расчетов предоставляются заказчиком либо дополнительно выполняется отдельный расчет несущей способности тоннельной обделки.

Рис. 6. Устройство гидроизоляции тоннеля



Расчет огнестойкости ведется на фактическое армирование, характеристики сечения, состав бетона, петрографический состав заполнителя, то есть на характеристики, заложенные в рабочие чертежи и предоставленные заказчиком. Также требуется проведение дополнительных замеров влажности бетона конструкций либо воздуха в тоннеле. Эти замеры надо выполнить отдельно.

При этом, часто ввиду уникальности сооружений автотранспортных тоннелей, требуется разработка фактически отдельного нормативного документа, касающего-

ся конкретного сооружения и учитывающего его специфику (специальных технических условий), а также применение технически новых решений. Естественно, что основой СТУ являются требования действующих нормативных документов. В СТУ также указываются требуемые значения пределов огнестойкости.

Несущая конструкция тоннеля представляет собой железобетонную обделку. Рассчитывают сечение, в котором внутри тоннеля располагается сжатая зона и сечение с растянутой зоной внутри тоннеля, другими словами в местах наибольших отрицательного и положительного моментов.

Тоннель проектируется с гидроизоляцией, поэтому считаем, что из породы влага не поступает, и расчет ведется только на влажность, поступающую из воздуха внутри тоннеля.

Чтобы ответить на вопрос выдержит ли данное сечение во время пожара, надо знать размеры сечения, площадь армирования и усилия, возникающие от действующих нагрузок.

Задается время огневого воздействия, которое равно необходимому пределу огнестойкости. Далее ведем следующую линию расчета: толщина слоя бетона, который нагревается за это время до критической температуры, температура арматуры, выясняется, как снижается ее прочность, пересчитываются геометрические характеристики сечения. Последним этапом проверяется прочность сечения с учетом уменьшения его высоты и изменения свойств материалов под воздействием пожара. Теперь можно сделать вывод об обеспеченности требуемого предела огнестойкости.

Для проверки возможности хрупкого разрушения бетона при пожаре выбирается сечение с наибольшими сжимающими напряжениями в бетоне с внутренней стороны тоннеля, поскольку вероятность хрупкого разрушения в этом месте наиболее высока. При этом сжимающие напряжения не должны быть больше пороговых значений.

Возможность хрупкого разрушения бетона при пожаре по В. В. Жукову оценивается значением критерия хрупкого разрушения. Этот критерий имеет сложную зависимость от характеристик бетонной смеси: вид, класс, плотность, влажность бетона, вид и количество крупного заполнителя, количество цемента, пористость.

Значение критерия сравнивается с граничным, после чего инженер делает вывод о возможности хрупкого разрушения бетона, что в принципе позволяет подкорректировать состав смеси в каком-либо направлении.

В процессе расчета есть два важных поворотных пункта, в которых сравниваются критические величины и выясняется по какому пути считать дальше.

Определение толщины слоя бетона, прогретого до температуры выше критической, которая сравнивается с расстоянием до цен-

тра тяжести арматуры, покажет будет ли дальше учитываться арматура или она выключается из расчета. Основной проверкой является сравнение действующих на сечение усилий с несущей способностью сечения. Это ответ на вопрос – обеспечен предел огнестойкости или нет.

Для точности расчета очень важно вовремя получать данные по геометрическим размерам конструкций, внутренним усилиям, принятому армированию, составу бетонной смеси, влажности бетона в конструкции. Этим надо специально заниматься, потому например, что влажность бетона в тоннеле не определить без специального оборудования и, конечно, отвечающих за это дело специалистов. Состав смеси дает строительная лаборатория, с которой соответственно тоже надо поддерживать контакт. Геометрию, армирование и усилия можно взять из проекта, если не надо ничего уточнять и проверять. То есть речь о том, что для качественного решения необходимо собрать все данные и быть в курсе всех изменений и подвижек, потому что расчет на огнестойкость должен характеризовать построенную конструкцию.

В районе г. Сочи построен ряд тоннелей, для которых необходимо было ответить на вопрос о фактической огнестойкости. Проведен комплекс расчетов, и теперь мы можем детально проанализировать их результаты.

Все несущие конструкции рассчитаны на пожар длительностью 3 ч, то есть предел огнестойкости равен 180 мин. За это время бетон прогревается до температуры выше критической на глубину 56–58 мм в зависимости от его плотности. Расстояние до центра тяжести арматуры изменяется от 48 до 80 мм, арматура нагревается соответственно до температуры 360–560 °С.

Напряжения сжатия достигают 75,02 МПа, при таком значении минимально допустимая толщина конструкции должна быть 317 мм, толщина несущих конструкций везде больше.

Такие, показанные в таблице, значения критерия хрупкого разрушения получаются при разных исходных характеристиках бетонной смеси.

Теперь, когда мы видим полученные результаты, понятно, что требуемая огнестойкость выше 180 мин обеспечена на 73 % суммарной длины тоннелей или на длине 6256,8 м. Конструкции тоннелей на всей этой длине не требуют никаких дополнительных защитных мероприятий, которые обходятся дорого и занимают много времени.

Подводя итог

При строительстве тоннелей надо обязательно учитывать пожарную безопасность сооружения, тем более это прописано в законе. Собственно пожары в тоннеле кардинально отличаются от пожаров в зданиях и по развитию и по тушению. Тем не менее, на стадии проектирования есть возмож-

Таблица

Цемент, кг/м ³	Содержание крупного заполнителя, %	Влажность бетона, %	В/Ц	Критерий хрупкого разрушения
360	41,3	4,9	0,54	2,73
380	42	5,2	0,5	2,93
420	43,8	2,1	0,37	1,18
420	43,8	2,8	0,37	1,57
410	42,2	4	0,48	2,54



Рис. 7. Общий вид подземного пространства

ность снизить влияние огня на несущие конструкции, избежать их разрушения. Стоит заметить, что достаточный важный фактор – это защитный слой бетона. Логично предположить, что чем дальше арматура от края конструкции, тем меньше она нагревается. Это самый надежный и главное экономичный способ помочь сооружению выстоять при пожаре, потому что огнезащита обходится очень и очень дорого, при этом у всех огнезащитных материалов есть особенности и пределы применения. Здесь надо найти баланс, на сколько можно отодвинуть арматуру, потому что армированная конструкция лучше и эффективнее работает (арматура воспринимает нагрузки), только когда арматура находится у краев сечения. Задача в том, чтобы и безопасность при пожаре обеспечивать и выдерживать нагрузки.

Расчеты всегда проводятся исходя из самых актуальных проектных данных с учетом всех необходимых замеров. Анализ расчета может дать информацию по такой корректировке проектных решений, которая сведет к минимуму влияние пожара на конструк-

ции, корректировка определенных параметров бетонной смеси может предотвратить отколы кусков бетона при пожаре. В результате расчеты дают точную информацию, на каком протяжении конструкции сами воспринимают огневое воздействие, то есть где не требуется никаких дополнительных работ и можно избежать дорогой огнезащиты. Важно отметить, что понимание и прогнозирование работы конструкций в экстремальных ситуациях, в конечном счете, повышает экономичность, эффективность и безопасность сооружений.

Ключевые слова

Огнестойкость, огонь, предел огнестойкости, хрупкое разрушение, тоннель, пожарная безопасность, проектирование, расчет огнестойкости, состав бетона

Fire resistance, fire, fire resistance rating, brittle fracture, tunnel, fire safety, design, fire resistance analysis, concrete mix.

Для связи с автором

Буценко Владислав Олегович
boutsenco@gmail.com



CCT

СПЕЦИАЛЬНАЯ СТРОИТЕЛЬНАЯ ТЕХНИКА



(495) 226-18-37

(342) 219-61-56

info@cct-drill.ru

WWW.CCT-DRILL.RU



FIGARO MASCHINE 400T

БУРОВЫЕ УСТАНОВКИ ДЛЯ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА