

Интернет-журнал «Транспортные сооружения» <https://t-s.today>
Russian journal of transport engineering

2019, №3, Том 6 / 2019, No 3, Vol 6 <https://t-s.today/issue-3-2019.html>

URL статьи: <https://t-s.today/PDF/14SATS319.pdf>

DOI: 10.15862/14SATS319 (<http://dx.doi.org/10.15862/14SATS319>)

Ссылка для цитирования этой статьи:

Шэнь Цяофэн, Фролов Ю.С. Решение геомеханических задач при стадийной технологии раскрытия выработок большого пролета в малопрочных скальных грунтах // Интернет-журнал «Транспортные сооружения», 2019 №3, <https://t-s.today/PDF/14SATS319.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ. DOI: 10.15862/14SATS319

For citation:

Shen Qiaofeng, Frolov Yu.S. (2019). The solution of geomechanical tasks in stage technology disclosure of the workings of the great migration in low-strength rock. *Russian journal of transport engineering*, [online] 3(6). Available at: <https://t-s.today/PDF/14SATS319.pdf> (in Russian). DOI: 10.15862/14SATS319

УДК 625.4

ГРНТИ 67.11

Шэнь Цяофэн

ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I»
Санкт-Петербург, Россия
Аспирант кафедры «Тоннели и метрополитены»
E-mail: 18813094515@163.com

Фролов Юрий Степанович

ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I»
Санкт-Петербург, Россия
Профессор кафедры «Тоннели и метрополитены»
Доктор технических наук, профессор
E-mail: fus.frolov@yandex.ru

Решение геомеханических задач при стадийной технологии раскрытия выработок большого пролета в малопрочных скальных грунтах

Аннотация. Материалы, представленные в статье, будут использованы в диссертации на соискание учёной степени кандидата технических наук. В статье приведены сведения о строительстве метрополитенов в городах Китая и отмечается, что на вновь строящихся линиях метрополитена строительство станционных комплексов осуществляется закрытым способом, как правило, в малопрочных скальных грунтах. Изложены материалы исследования напряженно-деформированного состояния крепи станционной выработки большого пролета и окружающего грунтового массива, полученные по результатам численного анализа методом МКЭ.

Выполнен анализ устойчивости грунтового массива при различных схемах разработки грунта. Дана оценка напряженно-деформированного состояния системы «грунтовой массив – временная крепь» при раскрытии выработки по схеме боковых пилоттоннелей. Основное внимание уделено степени влияния последовательности выполнения проходческих операций на устойчивость выработки при разработке грунта заключенного между внутренними диафрагмами. Отмечается целесообразность выполнения этих работ с одновременным разрушением временной крепи боковых пилот-тоннелей.

Результаты численного моделирования оценивались по величинам осадок поверхности земли, по характеру напряженно-деформированного состояния грунтового массива, по величине вертикальных и горизонтальных смещений характерных точек, как на контурной временной крепи (первичной обделке), так и на внутренних стенах, а также по величине усилий в анкерах. В табличной и графической формах представлены полученные результаты, проведен их анализ.

Комплексная оценка устойчивости выработки большого пролета по разработанной методике численного моделирования позволит обоснованно принимать оптимальные инженерные решения при строительстве односводчатых станций на линиях метрополитена.

Ключевые слова: односводчатая станция; большепролетная выработка; численное моделирование; крепь; стадийная технология; прогноз устойчивости; метод боковых пилоттоннелей

1. Общие положения

Ускоренный экономический рост Китая в последние десятилетия обусловил высокие темпы развития транспортной инфраструктуры в крупных городах страны. В связи с ростом численности населения и увеличения границ городов, особенно с развитием пригородной зоны, существенно возросла роль метрополитена в системе городского транспорта. В настоящее время метрополитен действует и продолжает развиваться в 38 городах. Общая протяженность линий метрополитена в начале 2019 г. составила 5700 км (рисунок 1). За последние 10 лет в стране ежегодно вводилось в среднем 500 км линий в год.

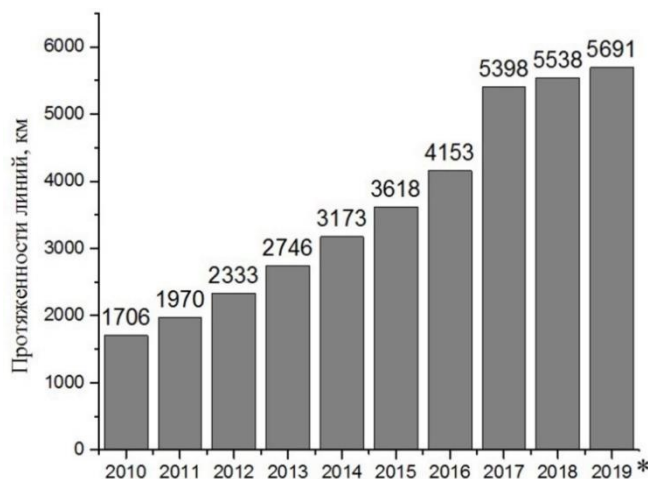


Рисунок 1. Рост протяженности линий метрополитена в городах КНР за 10 лет (* – данные на январь 2019 г.) (разработано автором)

В большинстве вновь строящихся линий метрополитена строительство станционных комплексов осуществляется закрытым способом в скальных грунтах различной прочности. При этом во многих случаях предпочтение отдаётся односводчатым станциям с обделкой из монолитного железобетона. Пролет выработки в зависимости от ширины платформы составляет 22–25 м, а ее площадь – 200–250 м².

Однопролетная конструкция станции из монолитного железобетона имеет ряд преимуществ по сравнению с колонными или пилонными типами станций [1]. Под единым сводом такой станции можно расположить весь комплекс сооружений, обеспечивающих эффективное и безопасное движение поездов, включая камеры съездов. Конструктивная форма односводчатой станции из монолитного железобетона довольно проста и применима в

широком диапазоне скальных грунтов. Устройство гидроизоляции осуществляется по менее затратной и более эффективной технологии.

Однако осуществить проект на практике возможно тем успешнее, чем прочнее грунты и чем меньше пролет выработки. При сооружении односводчатой станции горным способом выбор и обоснование конструкции временной крепи, обеспечивающей устойчивость большепролетной выработки, являются одним из ключевых вопросов, тесно связанных со способом раскрытия выработки до проектного контура (на полное сечение или по частям, если по частям, то в какой последовательности).

Анализ мирового опыта строительства горным способом тоннелей большого пролета в малопрочных скальных грунтах показал, что современным требованиям «высоких технологий» отвечают два способа выполнения работ: технология поэтапного раскрытия выработки по новоавстрийскому способу (NATM) [2–4] и технология опережающего крепления кровли и лба забоя выработки (ADECO-RS) [5].

В методе NATM выработка раскрывается по частям на полный профиль и поддерживается на временной крепи до возведения обделки, которую бетонируют за один прием, начиная с фундамента и кончая сводом. Временное крепление каждой выработки осуществляется контурной крепью из набрызгбетона, как правило, в комбинации с анкерами или с арками из прокатной стали или изготовленными из арматурных стержней, устанавливаемыми с различным шагом. Форму поперечного сечения тоннеля рекомендовано принимать возможно близким к овальному очертанию.

В относительно благоприятных условиях сечение тоннеля пролётом 12–16 м разбивается на 2–3 ступени (позиция I на рисунке 2). Разработка забоя до проектного очертания растягивается по длине, причем продвижение каждого нижерасположенного уступа ведется с отставанием по длине (15–20 м) от разработки уступа, расположенного выше. В менее благоприятных условиях устойчивость выработки повышают путем укрепления лба забоя грунтовым контрфорсом, представляющим собой выступающую на 2–3 м часть грунта, оставленную в середине забоя на каждой заходке (позиция II на рисунке 2).

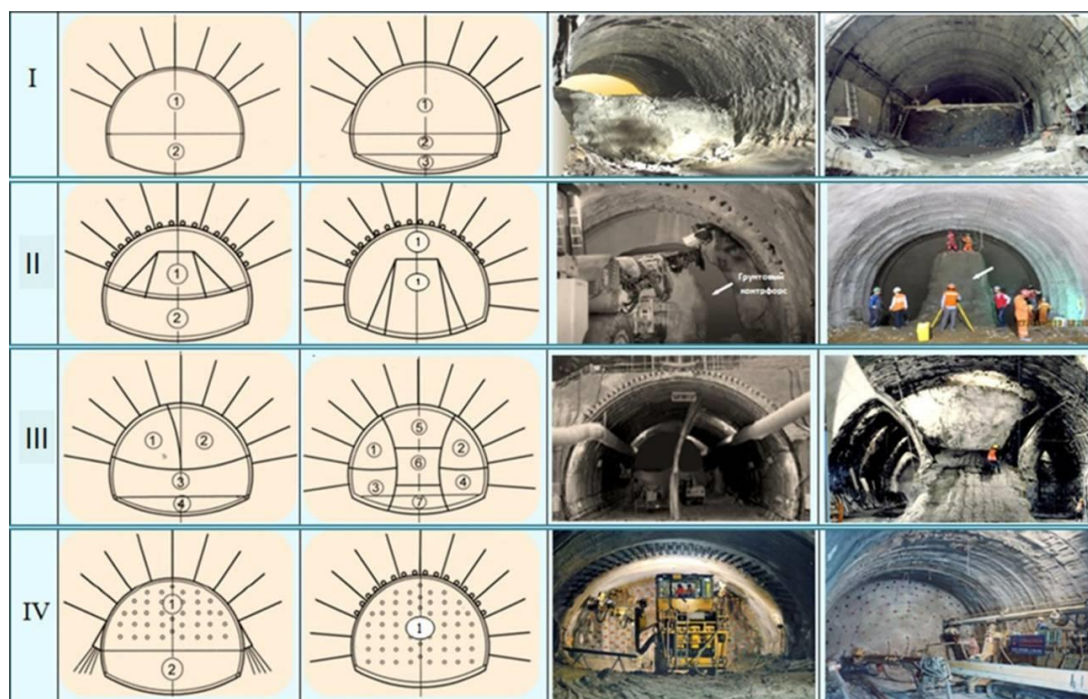


Рисунок 2. Схемы раскрытия выработок большого пролета в малопрочных скальных грунтах (разработано автором)

С увеличением размеров проектного сечения выработки, либо снижения прочностных показателей скального массива, площадь сечения каждой выработки, раскрываемой одним забоем, должна контролироваться в определенном диапазоне. В противном случае из-за того, что сечение слишком велико, выработка потеряет устойчивость. Поэтому количество последовательных этапов выполнения проходческих работ возрастает (позиция III на рисунке 2). Здесь раскрытие выработки можно вести либо по схеме поперечной диафрагмы, разделяя калотту на две последовательно разрабатываемых выработки большой площади, а затем поочередно нижние уступы, либо по схеме боковых пилот-тоннелей, разделяя всю площадь проектного сечения на более мелкие элементы.

Сущность метода ADECO-RS, разработанного и научно обоснованного итальянскими специалистами [6], заключается, в том, что устойчивость большепролетной выработки, помимо закрепления грунта по периметру её поперечного сечения, обеспечивается стабильностью грунта впереди лба забоя за счет устройства опережающей крепи (позиция IV на рисунке 2). В качестве армирующих конструкций используются специальные стекловолоконные элементы длиной 12–14 м. Метод позволяет разделить сечение тоннеля на более крупные элементы или вести проходку сплошным забоем.

Практика применения метода ADECO-RS показала эффективность его применения при проходке сплошным забоем выработок пролетом до 18 м. Однако сведений о применении этого метода при сооружении тоннелей большего сечения в публикациях не обнаружено. Вероятно, это связано с большой трудоемкостью работ и с увеличением возможных рисков потери.

Разнообразие инженерно-геологических условий и различная глубина заложения станций требуют принятия таких конструктивно-технологических решений, для которых недостаточно, а зачастую и невозможно использовать метод аналогий и повторных решений без предварительной адаптации проекта к конкретным условиям строительства. Это обуславливает необходимость научного обоснования принятых в проекте конструктивно-технологических решений в каждом конкретном случае строительства односводчатых станций метрополитена.

2. Расчетная схема конечно-элементной модели

Мировая практика проектирования и строительства подземных сооружений свидетельствует о том, что в настоящее время эффективным инструментом решения задач геомеханики в тоннелестроении является метод численного моделирования. Эффективность применения этого метода подтверждена исследованиями, выполненными на кафедре "Тоннели и метрополитены" ПГУПСа [7; 8], а также многочисленными работами, опубликованными в трудах российских и зарубежных специалистов, в том числе и китайских [9–11].

Исследования напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив» на численных моделях проводились в два этапа:

- задача первого этапа – выбор и обоснование метода раскрытия станционной выработки в малопрочных скальных грунтах;
- задача второго этапа – прогноз геомеханических процессов при раскрытии выработки методом боковых пилот-тоннелей в конкретных условиях строительства односводчатой станции.

Задача первого этапа решалась путем сравнительной оценки степени влияния методов поэтапного раскрытия выработки большого пролета на напряженно-деформированное состояние системы «крепь-грунтовый массив». С учетом пролета выработки, инженерно-геологических условий и анализа опыта строительства тоннелей пролетом 20–25 м в

малопрочных скальных грунтах, были выбраны два варианта из восьми технологических схем раскрытия выработки, представленных на рисунке 2:

- раскрытие выработки по схеме боковых пилот-тоннелей;
- раскрытие выработки по схеме поперечной диафрагмы.

По совокупности результатов проведенных исследований, выполненных с учетом деформационно-прочностных свойств грунтового массива и последовательности выполнения проходческих работ, установлено, что проходческие работы при строительстве станции пролетом более 25 м в малопрочных скальных грунтах следует выполнять методом боковых пилот-тоннелей [12].

Задача второго этапа численного моделирования заключалась в разработке методики прогноза геомеханических процессов при поэтапном раскрытии выработки методом боковых пилот-тоннелей в конкретных условиях строительства односводчатой станции.

В большинстве вновь строящихся линий метрополитена в таких городах Китая, как Чунцин, Далянь, Циндао, Шэньчжэн, Чанчунь строительство станционных комплексов осуществляется закрытым способом в малопрочных скальных грунтах. Характеристики грунтов соответствуют IV классу по классификации, принятой в КНР, или коэффициенту крепости 2–3 по шкале Протодяконова. Форма и размеры поперечного сечения станции соответствуют типовым решениям односводчатых станций на линиях метрополитена в КНР (рисунок 3).

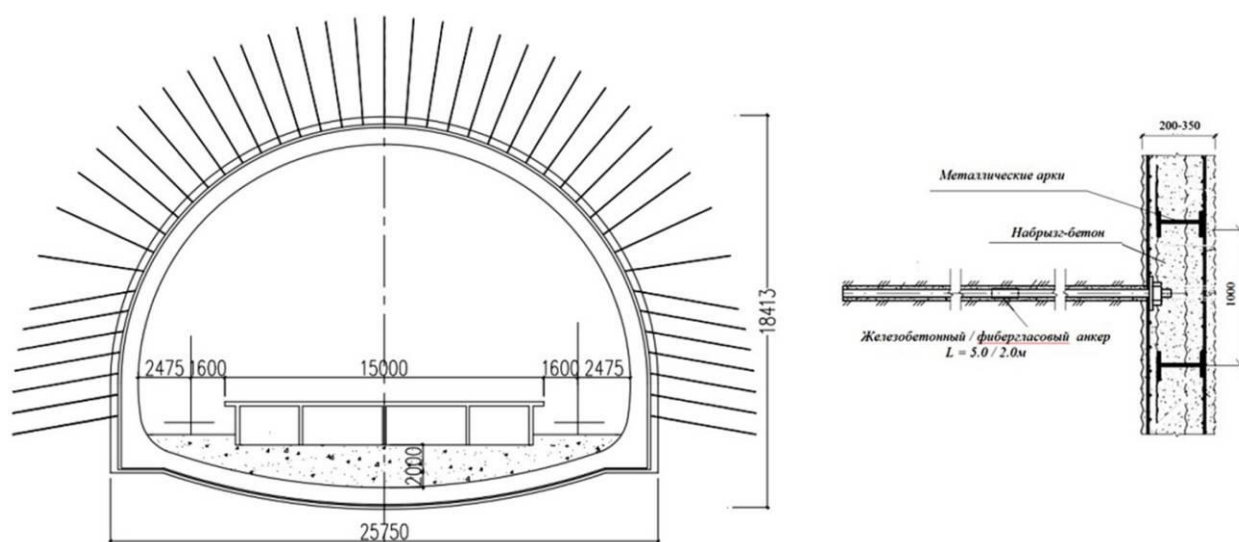


Рисунок 3. Поперечное сечение односводчатой станции и конструкция временной крепи (разработано автором)

С целью минимизации осадок поверхности земли при заложении станции в малопрочных скальных грунтах на глубине соизмеримой с пролетом выработки принята жесткая комбинированная временная крепь/первичная обделка из стальных арок, набрызгбетона толщиной 350 мм по периметру проектного очертания выработки и набрызгбетона толщиной 200 мм по внутреннему контуру опережающих выработок. Длина железобетонных анкеров, расположенных с шагом 1 м по периметру проектного очертания выработки, принята 5 м, фибергласовых анкеров, расположенных по внутреннему контуру опережающих забоев – 2 м. Металлические арки по периметру проектного очертания выработки выполнены из двутавра № 25а, по внутреннему контуру пилот-тоннелей – № 22а.

Конечно-элементная модель для проведения численных экспериментов с использованием программного комплекса FLAC показана на рисунке 4.

Грунтовый массив моделируется весомыми объемными элементами (толщина модели 1 м) со следующими физико-механическими характеристиками, принятыми с учетом структурного ослабления скального массива: прочность на сжатие 15 МПа; модуль деформации 900 МПа; коэффициент Пуассона 0.35, сцепление 0.2 МПа; угол внутреннего трения 28° ; Плотность грунта 25.0 кН/м^3 .

Исходные данные о физико-механических свойствах грунтового массива позволяют рассматривать его как упругопластическую среду, прочность которой задается критерием прочности Кулона-Мора.

Набрызгбетонная крепь со стальными арками моделируется элементами оболочки. Приведенные модули упругости крепи по периметру проектного очертания выработки и по внутреннему контуру опережающих выработок равны, соответственно, $E'_{пр} = 23000 \text{ МПа}$ и $E''_{пр} = 2300 \text{ МПа}$. Железобетонные и фиброгласовые анкеры моделируются анкерными элементами. Прочность закрепления железобетонных и фиброгласовых анкеров определена в соответствии с рекомендациями, изложенными в [13], и принята в расчетах для железобетонных анкеров 176 кН, для фиброгласовых анкеров – 138 кН на один метр длины анкера.

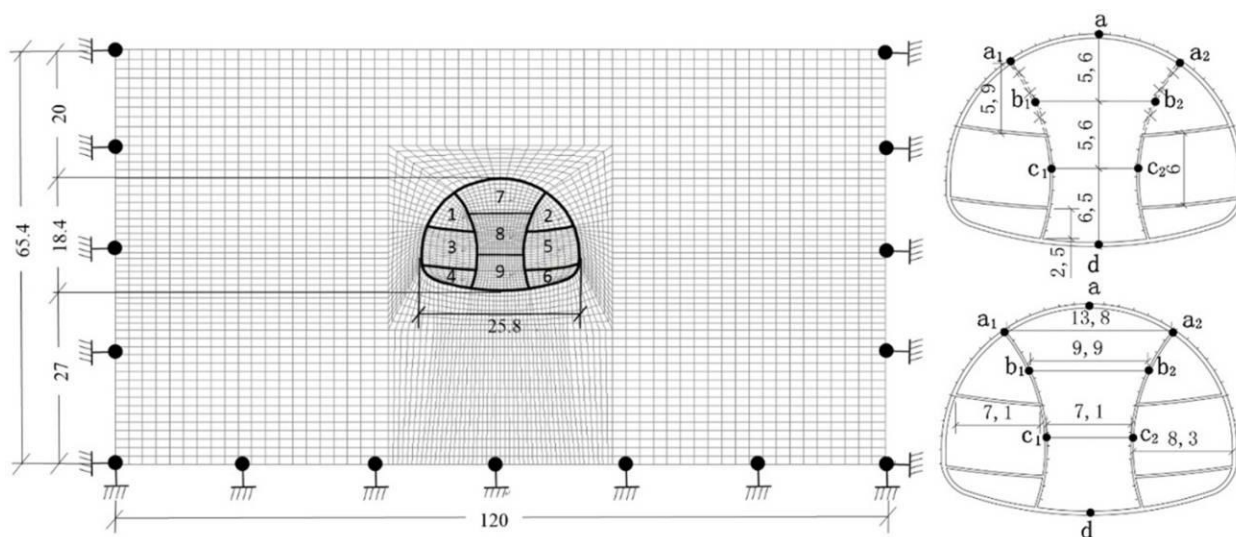


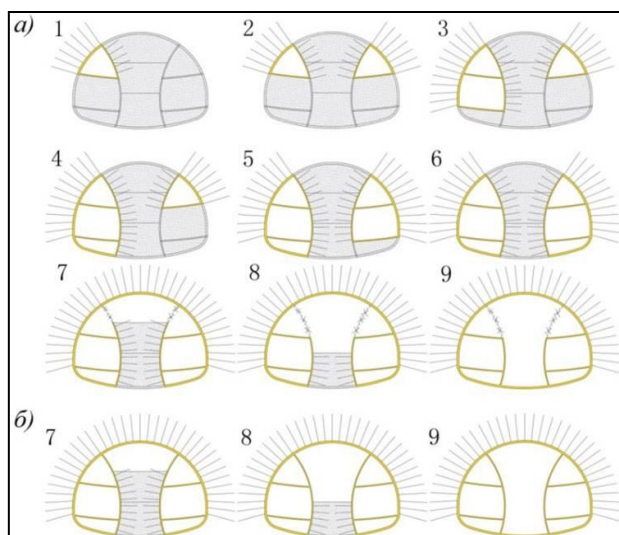
Рисунок 4. Расчетная схема конечно-элементной модели (разработано автором)

3. Результаты исследований

В разработанных конечно-элементных моделях выделялись основные расчетные этапы, соответствующие технологическим этапам проходческих работ при сооружении станции.

С учетом специфики метода основное внимание уделено анализу устойчивости грунтового массива, заключенного между внутренними диафрагмами (ядро сечения). С этой целью рассматривались два возможных варианта производства работ после проходки и крепления боковых пилот-тоннелей:

- разработка грунта в ядре сечения с частичным разрушением внутренних диафрагм (рисунок 5а);
- разработка грунта в ядре сечения с разрушением диафрагм только после окончания и замыкания обратного свода (рисунок 5б).



1 – разработка грунта и крепление пилот-тоннеля в левой части калотты; 2 – разработка грунта и крепление пилот-тоннеля в правой части калотты; 3 – разработка уступа и устройство крепления в левом пилот-тоннеле; 4 – разработка лотковой части в левом пилот-тоннеле; 5 – разработка уступа и устройство крепления в правом пилот-тоннеле; 6 – разработка лотковой части в правом пилот-тоннеле; 7 – разработка грунта с разрушением части внутренних стен и крепление свода калотты; 8 – разработка среднего уступа с разрушением части внутренних стен; 9 – разработка нижнего уступа, бетонирование обратного свода

Рисунок 5. Последовательность раскрытия выработки с разрушением внутренних диафрагм в процессе разработки грунта (а) и с разрушением внутренних диафрагм после замыкания обратного свода (б) (разработано автором)

В процессе выполнения численного эксперимента фиксировались осадки поверхности земли, характер напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вмещающего выработку, и грунта в центральной части выработки, смещения характерных точек как на контурной временной крепи (первичной обделке), так и на внутренних железобетонных диафрагмах, а также по величине усилий в анкерах.

Анализ вертикальных смещений шельги свода и кровли выработки позволяет заключить, что принятая система крепления и порядок разработки пилот-тоннелей практически исключают смещение грунтового массива до окончания проходки боковых тоннелей (этапы 1–6). При дальнейшей разработке грунта с одновременным разрушением внутренних диафрагм осадки земной поверхности нарастают постепенно и к завершению проходческих работ достигают 22 мм. Ширина мульды оседания поверхности равна трем пролетам выработки. В случае, если разработка грунта ведется с сохранением железобетонных диафрагм в ядре сечения, осадки поверхности земли после раскрытия калотты стабилизируются при величине 7 мм (этап 7) и сохраняются до завершения проходческих работ. Однако, после разрушения внутренних диафрагм осадки резко возрастают, но остаются в тех же пределах, которые были зафиксированы при выполнении работ по первому варианту.

По результатам численного анализа выявлен характер формирования и определены значения главных напряжений σ_3 и σ_1 в грунтовом массиве вблизи выработки, в ядре сечения с частичным разрушением внутренних диафрагм (рисунок б) и при разработке грунта в ядре сечения с разрушением диафрагм только после окончания и замыкания обратного свода (рисунок 7).

После раскрытия выработки до проектного контура характер распределения и величина напряжений в армированном грунтовом массиве практически не различаются при любом варианте выполнения проходческих работ. При этом преобладают сжимающие напряжения. Низкий уровень этих напряжений сохраняется на всех этапах раскрытия выработки. Максимальные напряжения на сжатие сосредоточены в боках выработки и составили 8.2 МПа, небольшие растягивающие напряжения локализованы в подошве выработки и находятся в пределах 0.16 МПа.

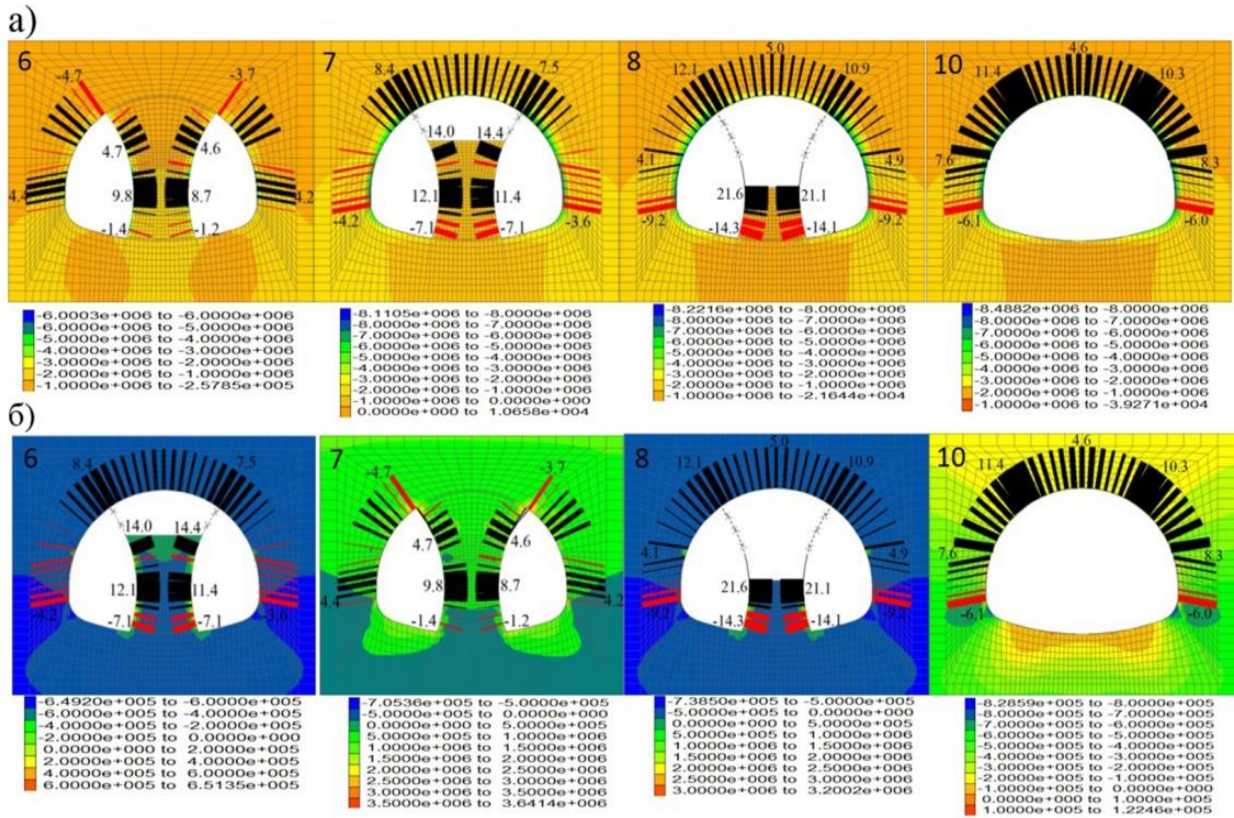


Рисунок 6. Распределение максимальных (а) и минимальных (б) главных напряжений (Па) и усилия в анкерах (кН) по этапам выполнения проходческих работ (первый вариант) (разработано автором)

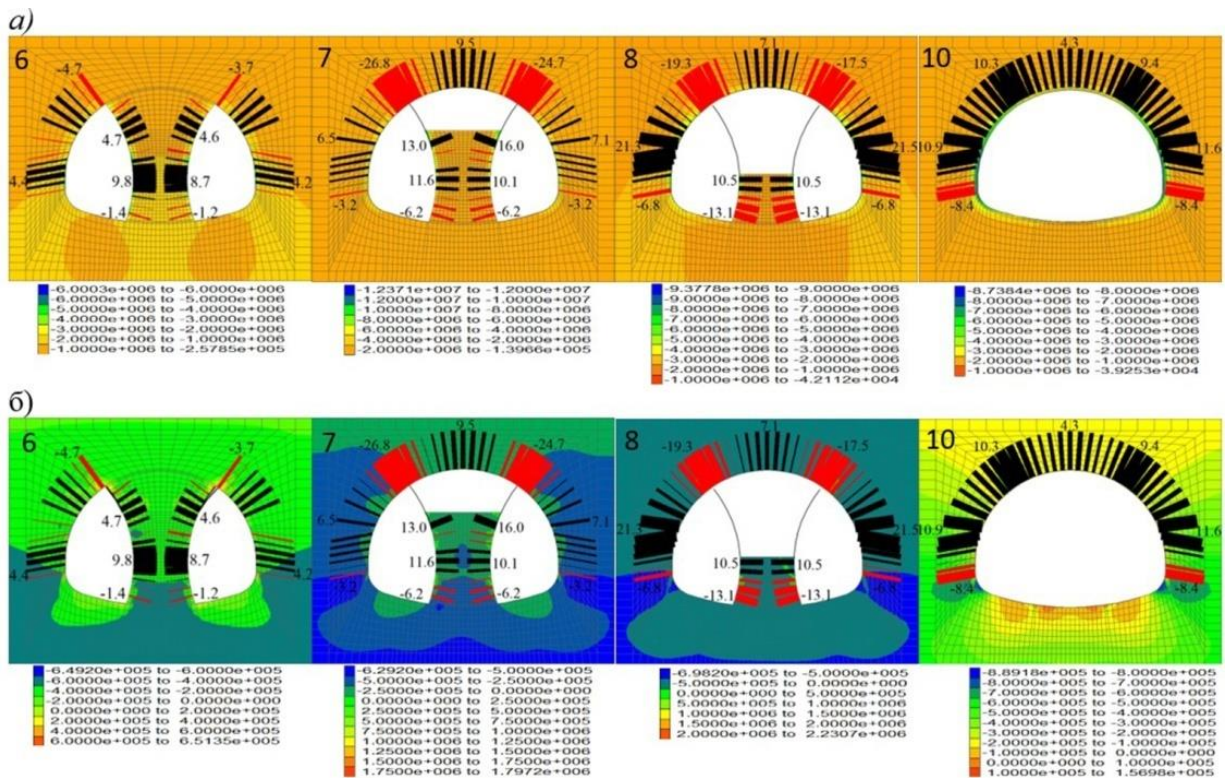


Рисунок 7. Распределение максимальных (а) и минимальных (б) главных напряжений (Па) и усилия в анкерах (кН) по этапам выполнения проходческих работ (второй вариант) (разработано автором)

Характер напряженно-деформированного состояния крепи/первичной отделки существенно не изменяется при стадийной технологии раскрытия выработки по любой из рассмотренных технологических схем. Уровень максимальных и минимальных напряжений после раскрытия выработки на полное сечение обеспечивает со значительным запасом несущую способность конструкции в рассмотренных условиях строительства (рисунок 8).

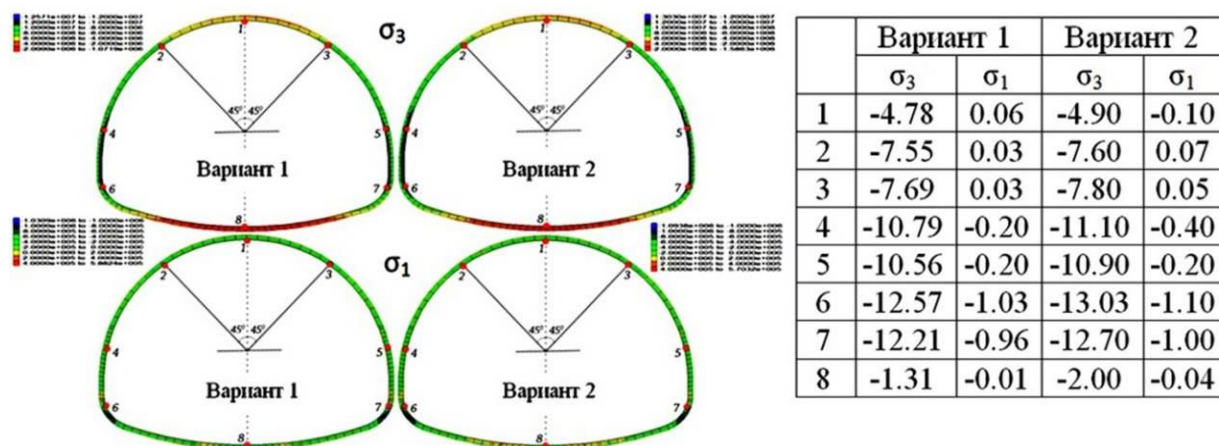


Рисунок 8. Главные напряжения в крепи выработки после раскрытия на полное сечение (МПа) (разработано автором)

На различных этапах расчета, отражающих специфику проходческих операций, зафиксированы знакопеременные усилия в системе анкерной крепи не только на каждом из этапов раскрытия выработки, но и при разных вариантах выполнения проходческих операций (см. рисунки 6–7). Так, в узлах примыкания железобетонных диафрагм еще на стадии разработки боковых пилот-тоннелей (этап б) в анкерах появляются небольшие сжимающие усилия (красный цвет), величина которых в кровле составляет 4–5 кН. После разработки калотты с одновременным разрушением крепи пилот-тоннелей анкера в своде работают на растяжение с усилием 7,5 до 8,5 кН. В процессе разработки ядра сечения растягивающие усилия в анкерах по контуру выработки нарастают. Сжимающие усилия сохраняются только в узлах примыкания сохраненных элементов обратного свода боковых тоннелей. После раскрытия выработки на полное сечение растягивающие усилия фиксируются во всех анкерах, достигая максимума 11 кПа. Исключение составляют анкера, испытывающие сжатие, расположенные на участке сопряжения стен с обратным сводом.

Вариант разработки грунта в ядре сечения с разрушением диафрагм только после окончания и замыкания обратного свода вносит существенные коррективы в работу анкеров. Характер распределения и величина усилий в анкерах на участке примыкания внутренних диафрагм после разработки калотты (этап 7) резко изменяются. Сжимающие усилия в узлах примыкания жестких элементов крепи боковых тоннелей резко возрастают, достигая значений 28 кН. Сохраненные до окончания диафрагмы сдерживают смещения грунта в ядре сечения и снижают вдвое максимальные усилия в анкерах с 21 кН до 10,5 кН.

Характер изменения напряженно-деформированного состояния внутренних диафрагм в процессе раскрытия выработки до проектного очертания представлен значениями смещений (таблица 1) и главных напряжений (таблица 2) в характерных точках этих элементов. Из данных о горизонтальных смещениях внутренних стен пилот-тоннелей, следует, что после раскрытия калотты и разрушения части стены (этап 7) смещение точки “b₁” в сторону пилот-тоннелей возросло в 4 раза по сравнению с периодом окончания в этих тоннелях проходческих работ. Это привело к образованию зоны пластических деформаций в верхней части заключенного между диафрагмами грунтового массива.

Таблица 1

Горизонтальное перемещение в внутренних стенах, мм

| Точки фиксации | Вариант 1 | | | | Вариант 2 | | | |
|----------------|-----------|------|------|------|-----------|------|-------|------|
| | 6 | 7 | 8 | 9 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| b ₁ | -2.2 | -9.2 | - | - | -2.2 | 0.0 | 10.0 | 7.9 |
| b ₂ | 1.8 | 9.0 | - | - | 1.8 | -0.5 | -10.0 | -7.8 |
| c ₁ | -3.3 | -3.3 | -3.6 | 2.5 | -3.3 | -2.6 | -1.9 | 9.2 |
| c ₂ | 2.9 | 2.9 | 3.2 | -3.2 | 2.9 | 2.6 | 1.6 | -9.5 |

Составлено автором

В то же время при варианте раскрытия стационарной выработки с сохранением внутренних диафрагм, стены пилот-тоннелей после разработки калотты под действием усилий, возникающих при деформации крепи/первичной отделки, смещаются на величину до 10 мм (этап 7–9), но в сторону оси выработки. Незначительные по величине горизонтальные смещения точек “с” происходят в сторону пилот-тоннелей до 8 этапа работ. Затем, не смотря на разные решения о последовательности разрушения внутренних диафрагм, смещения этих точек происходят в сторону оси стационарной выработки, причем при схеме работ по первому варианту эти смещения увеличиваются в 3 раза, а по второму – в 6 раз.

Таблица 2

Главные напряжения во внутренних диафрагмах на этапах раскрытия выработки

| Варианты модели | Этапы раскрытия | Главные напряжения, МПа | | | | | | | |
|--|-----------------|-------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | σ_3 | | | | σ_1 | | | |
| | | b ₁ | b ₂ | c ₁ | c ₂ | b ₁ | b ₂ | c ₁ | c ₂ |
| Разрушение диафрагм в процессе разработки грунта, начиная с этапа 7 проходческих работ | 6 | -3.75 | -3.16 | -7.98 | -6.85 | -0.01 | -0.01 | -0.06 | -0.05 |
| | 7 | -0.18 | -0.18 | -0.07 | -0.06 | 0.34 | 0.37 | 1.30 | 1.59 |
| | 8 | - | - | -1.86 | -1.85 | - | - | 0.64 | 0.65 |
| | 9 | - | - | -0.87 | -0.84 | - | - | 0.18 | 0.17 |
| Разрушение диафрагм после замыкания обратного свода | 7 | -16.23 | -15.54 | -9.40 | -8.85 | 0.42 | 0.40 | -0.08 | -0.09 |
| | 8 | -12.07 | -11.52 | -11.90 | -11.39 | -0.26 | -0.25 | 0.03 | 0.06 |
| | 9 | -9.86 | -9.29 | -9.00 | -8.52 | -0.17 | -0.16 | 0.05 | 0.05 |

Составлено автором

В случае раскрытия выработки с разрушением части диафрагм в процессе разработки грунта в диафрагмах возникают незначительные растягивающие напряжения. При сохранении железобетонных диафрагм до замыкания обратного свода сжимающие напряжения в этих элементах превышают 16 МПа непосредственно после раскрытия калотты (этап 7).

На рисунке 9 показана картина формирования зоны пластических деформаций в грунтовом массиве. До разработки центральной части сечения граница области пластических деформаций распространена в массиве на небольшую глубину и равномерно рассредоточена вдоль внешней стены пилот-тоннелей, в то же время в массиве ядра сечения в узлах сопряжения с элементами обратных сводов крепи пилот-тоннелей пластические деформации распространяются на глубину до 3 м. После раскрытия калотты область пластических деформаций смыкается в кровле выработки, распространяясь на глубину 4 метра и эта граница остаётся постоянной до полного раскрытия выработки как по первому, так и по второму вариантам.

Существенное влияние на напряженно-деформированное состояние как грунтового массива, так и элементов крепи отмечается после разработки и крепления калотты (этап 7). Возникшая локальная область пластических деформаций вблизи пят свода заметно увеличивается в глубь массива на каждом этапе работ и достигает 5–7 м.

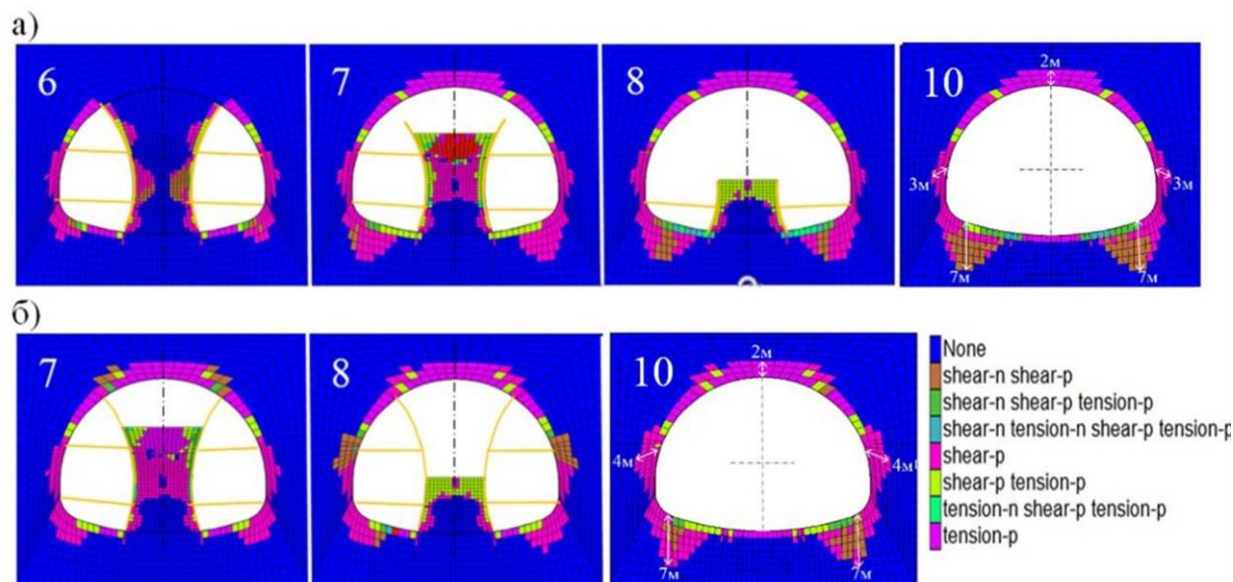


Рисунок 9. Зоны пластических деформаций в грунтовом массиве на этапах проходческих работ (разработано автором): а – с частичным разрушением внутренних диафрагм по мере разработки грунта; б – с разрушением диафрагм после замыкания обратного свода

Следует также отметить, что после частичного разрушения диафрагм в верхней части грунтового ядра возникают области предельного равновесия, вследствие смещения диафрагм в сторону боковых тоннелей.

4. Заключение

Проектирование и строительство односводчатых станций метрополитена горным способом в малопрочных скальных грунтах – технически и технологически сложная задача. Обеспечение устойчивости большепролетных выработок и разработка оптимальных конструктивно-технологических решений при стадийной технологии выполнении проходческих работ в первую очередь зависит от правильно принятых методов прогнозирования и последующих расчетов напряженно-деформированного состояния системы «крепь – грунтовый массив».

По совокупности результатов численного моделирования на каждом этапе выполнения проходческих работ определены осадки поверхности земли, характер напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вмещающего выработку и грунтового целика, заключенного между боковыми пилот-тоннелями. Дана оценка напряженно-деформированного состояния всех элементов комбинированной временной крепи/первичной обделки.

Предложенная методика прогнозирования устойчивости большепролетных выработок при стадийной технологии выполнения проходческих работ позволит обоснованно принимать конструктивно-технологические решения, обеспечивающие высокие технологии проходческих работ и минимизацию конструктивных и технологических рисков.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фролов Ю.С., Коньков А.Н., Кунец Д.В., Особенности статической работы обделки и встроенных конструкций односводчатых станций Санкт-Петербургского метрополитена в процессе длительной эксплуатации // Промышленное и гражданское строительство. 2011, №5. С. 27–29.

2. Фролов Ю.С., Мордвинков Ю.А. Современные способы сооружения горных тоннелей в слабых скальных и полускальных грунтах // Метро и тоннели. 2006. №2. С. 18–21.
3. Оптимизация конструкции обделки большепролетных подземных выработок, сооружаемых по технологии NATM / В.Е. Меркин, В.В. Чеботаев, Е.В. Щекудов, Т.Н. Щелочкова // Транспортное тоннелестроение. Современный опыт и перспективные разработки: сб. науч. тр. ОАО «ЦНИИС». М., 2008. Вып. 248. С. 7–11.
4. Jeur S.D., Gupta M. Construction of mined tunnel in soft ground with NATM in Pirpanjal tunnel VA (KM. 152.600 – KM. 158.730) // Underground Facilities for Better Environment and Safety: proceedings of the World Tunnel Congress 2008, Agra, India. Agra, 2008. Vol. 2. P. 1372–1381.
5. Лунардн П. О реалиях и возможностях современного подземного строительства // Подземные горизонты. 2015. №6. С. 38–42.
6. Лунардн П. Управление деформацией экструзии лба забоя как средство стабилизации тоннельной выработки // Подземные горизонты. 2016. №8. С. 58–62.
7. Фролов Ю.С., Мордвинков Ю.А. Система «Крепь-грунтовый массив». Численный анализ НДС с учетом технологии проходки тоннеля // Метро и тоннели. 2006. №5. С. 32–35.
8. Шэнь Цяофэн, Фролов Ю.С. Обеспечение устойчивости выработок большого пролета при строительстве станций метрополитена в малопрочных скальных грунтах // Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте: сб. тр. X Международ. конф. / ПГУПС. СПб., 2017. С. 273–279.
9. Qu H.F., Zhu H.H., Cai Y.C. & Zhuang X.Y. Design and construction of the longest road tunnel with eight-lane in China. The Proceedings of the ITA-AITES. World tunnel Congress, Balkema, Prague, Czech Republic. Pages, 2007. Vol. 2, P. 1049–1053.
10. Pruška Jan, Šejnoha Michal. Numerical modelling of a tunnel Turecký VRCH in GEO MKP // Underground Facilities for Better Environment and Safety: Underground Facilities for Better Environment and Safety: proceedings of the World Tunnel Congress, 2008, Agra, India. 2008. Vol. 2. P. 221–230.
11. Chang Xiang, Sun Zhaoyuan, Zhai Jinying. Selection of excavation methods for large cross-section tunnels on passenger-dedicated Railways / Underground Facilities for Better Environment and Safety: proceedings of the World Tunnel Congress 2008, vol. 2. – Agra, India. – 2008. – Pages 1241–1254.
12. Фролов Ю.С., Шэнь Цяофэн. Влияние методов поэтапного раскрытия выработки большого пролета на напряженно-деформированное состояние системы «крепь-грунтовый массив» // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. Новосибирск. Изд-во СГУПС, 2019. №1(48). С. 73–83.
13. ВСН 126-90. Крепление выработок набрызг-бетоном и анкерами при строительстве транспортных тоннелей и метрополитенов. Нормы проектирования и производства работ. М.: Минтрансстрой СССР, 1991.

Shen Qiaofeng

Saint Petersburg railway transport university of emperor Alexander I, Saint Petersburg, Russia
E-mail: 18813094515@163.com

Frolov Yuri Stepanovich

Saint Petersburg railway transport university of emperor Alexander I, Saint Petersburg, Russia
E-mail: fus.frolov@yandex.ru

The solution of geomechanical tasks in stage technology disclosure of the workings of the great migration in low-strength rock

Abstract. The materials presented in the article will be used in the dissertation for the postgraduate of technical sciences. The paper introduces the construction situation of urban subways in China, and points out that the construction of the station complex adopts closed approach on the newly built subway lines, usually on rocky soils with low-strength. This paper provides research data on the support of the large-span station roadway and the stress deformation of the surrounding soil layer. These data are obtained by numerical analysis based on the finite element method. The main attention is paid to the degree of influence of the sequence of execution of tunneling operations on the sustainability of production when developing the soil enclosed between the internal diaphragms. It is noted the feasibility of these works with the simultaneous destruction of the temporary lining of the side of the pilot tunnels. The numerical simulation results is evaluated according to the surface settlement value, the nature of the soil stress-deformation state, the temporary support of the contour (primary lining) and the vertical and horizontal displacement values of the feature points on the inner wall, and the anchoring force values. The results obtained are presented in tabular and graphical form and analyzed.

Established numerical simulation methods are used to comprehensively assess the stability of large-span tunneling, which will help to make reasonable engineering decisions in the construction of a single station on a subway line.

Keywords: single vaulted station; long-span tunneling; numerical simulation; support; stage technology; stability prediction; lateral pilot tunnel method

REFERENCES

1. Frolov Yu.S., Kon'kov A.N., Kunets D.V. (2011). Features of the static operation of the lining and integrated structures of single-vault stations of the St. Petersburg Metro during long-term operation. *Industrial and Civil Engineering*, 5, pp. 27–29 (in Russian).
2. Frolov Yu.S., Mordvinkov Yu.A. (2006). Modern methods of constructing mountain tunnels in weak rocky and semi-rocky soils. *Metro and tunnels*, 2, pp. 18–21 (in Russian).
3. Merkin V.E., Chebotaev V.V., Shchekudov E.V., Shchelochkova T.N. (2008). Optimizatsiya konstruktsii obdelki bol'sheproletnykh podzemnykh vyrabotok, sooruzhaemykh po tekhnologii NATM. [*Lining design optimization for large-span underground workings constructed using NATM technology.*] Moscow: OJSC TsNIIS, 248, pp. 7–11.
4. Jeur S.D., Gupta M. (2008). Construction of mined tunnel in soft ground with NATM in Pirpanjal tunnel VA (KM. 152.600 – KM. 158.730). *Underground Facilities for*

- Better Environment and Safety: proceedings of the World Tunnel Congress*, 2, pp. 1372–1381.
5. Lunardi P. (2015). On the realities and possibilities of modern underground construction. *Underground horizons*, 6, pp. 38–42 (in Russian).
 6. Lunardi P. (2016). Face forehead extrusion deformation management as a means of stabilization of tunnel production. *Underground horizons*, 8, pp. 58–62 (in Russian).
 7. Frolov Yu.S., Mordvinkov Yu.A. (2006). System “Support-soil massif”. Numerical analysis of VAT taking into account the technology of tunneling. *Metro and tunnels*, 5, pp. 32–35 (in Russian).
 8. Shehn' Tsyafehn, Frolov Yu.S. (2017). Obespechenie ustoychivosti vyrabotok bol'shogo proleta pri stroitel'stve stantsiy metropolitena v maloprochnykh skal'nykh gruntakh. [*Ensuring the stability of the workings of a large span during the construction of subway stations in low-strength rocky soils.*] Saint Petersburg: Petersburg State University of Railway Engineering, pp. 273–279.
 9. Qu H.F., Zhu H.H., Cai Y.C., Zhuang X.Y. (2007). *Design and construction of the longest road tunnel with eight-lane in China. Vol. 2.* Balkema, Prague, Czech Republic: The Proceedings of the ITA-AITES. World tunnel Congress, pp. 1049–1053.
 10. Pruška Jan, Šejnoha Michal (2008). *Numerical modelling of a tunnel Turecký VRCH in GEO MKP. Vol. 2.* Agra, India, pp. 221–230.
 11. Chang Xiang, Sun Zhaoyuan, Zhai Jinying (2008). *Selection of excavation methods for arge cross-section tunnels on passenger-dedicated Railways / Underground Facilities for Better Environment and Safety. Vol. 2.* Agra, India, pp. 1241–1254.
 12. Frolov Yu.S., Shehn' Tsyafehn (2019). The influence of the methods of phased disclosure of the development of a large span on the stress-strain state of the “support-soil mass” system. *Bulletin of the Siberian State University of Railway Engineering. Novosibirsk*, 1(48), pp. 73–83 (in Russian).
 13. (1991). VSN 126-90. Kreplenie vyrabotok nabryzg-betonom i ankerami pri stroitel'stve transportnykh tonneley i metropolitenov. Normy proektirovaniya i proizvodstva rabot. [*BCH 126-90. Mounting workings with spray concrete and anchors during the construction of transport tunnels and subways. Design and production standards.*] Moscow: USSR Ministry of Transport.