

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ОБДЕЛКИ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

ЛЕБЕДЕВ М.О.

ОАО «Научно-исследовательский, проектно-изыскательский институт «Ленметрогипротранс», г. Санкт-Петербург, Россия, [imgt@lenmetro.ru](mailto:imgt@lenmetro.ru)  
Адрес: ул. Большая Московская, дом 2, г. Санкт-Петербург, 191002, Россия

РОМАНЕВИЧ К.В.\*

ОАО «Научно-исследовательский, проектно-изыскательский институт «Ленметрогипротранс», г. Санкт-Петербург, Россия, [imgt@lenmetro.ru](mailto:imgt@lenmetro.ru)



Фото К.В. Романевича

Оригинальная статья

Поступила в редакцию 18.09.2019 / Принята к публикации 26.12.2019 / Дата публикации 29.12.2019

© ООО «Геомаркетинг», 2019

## АННОТАЦИЯ

Выбор метода расчета крепей и обделок при реконструкции транспортных тоннелей, который отражал бы фактические строительные и эксплуатационные нагрузки для конкретных инженерно-геологических условий, представляется крайне актуальной и перспективной задачей. В ходе анализа теоретических данных делается вывод, что на определенном этапе существования подземного сооружения, вмещающий массив может получать новое равновесное состояние, при котором, в случае реконструкции, во вновь возводимых обделках напряженно-деформированное состояние (НДС) оказывается не больше, а меньше, чем в ранее существовавших конструкциях. Соответственно, окончательная нагрузка от горного давления, действующая на вновь возводимую обделку при реконструкции тоннеля, может быть меньше нагрузки, установившейся на стадии первоначальной эксплуатации тоннеля. Полученный вывод подтверждается результатами долгосрочных натурных измерений напряженно-деформированного состояния в составе горно-экологического мониторинга (ГЭМ) при реконструкции Большого Петлевого тоннеля на Северо-Кавказской железной дороге. В ходе эксперимента в условиях реконструкции тоннеля старая обделка была заменена новой. В конструкции временной крепи и в новой обделке фиксировались незначительные изменения НДС с их быстрой стабилизацией. В этом же тоннеле, при тех же инженерно-геологических, гидрогеологических и горнотехнических условиях, но на участках новой проходки в нетронутым массиве в конструкциях временной крепи фиксировался рост НДС и после возведения постоянной обделки. Система ГЭМ на этапах строительства, эксплуатации, при ремонтах и реконструкциях тоннелей позволяет контролировать и прогнозировать состояние системы «обделка — вмещающий массив», а также получать новую научную информацию, способную изменить представления о формировании напряженно-деформированного состояния в различных инженерно-геологических условиях и для различных технологических схем строительства подземных сооружений. Такие знания позволяют верифицировать применяемые методы расчета крепей и обделок, тем самым оптимизировать их параметры с обеспечением безопасной эксплуатации.

## КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Реконструкция; новое равновесное состояние; напряженно-деформированное состояние; горно-экологический мониторинг; безопасная эксплуатация; железнодорожный тоннель

## ССЫЛКА ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ:

Лебедев М.О., Романевич К.В., 2019. Определение напряженного состояния обделки при реконструкции транспортных тоннелей. Геотехника, Том XI, № 4, с. 42-55, <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2019-11-4-42-55>.

# EXPERIMENTAL DETERMINATION OF THE LINING STRESSED STATE IN RAILWAY TUNNELS UNDER RECONSTRUCTION

MIKHAIL O. LEBEDEV

“Lenmetroiprottrans” OJSC, Saint Petersburg, Russia, limgt@lenmetro.ru

Address: Bld. 2, Bolshaya Moskovskaya St., 191002, Saint Petersburg, Russia

KIRILL V. ROMANEVICH\*

“Lenmetroiprottrans” OJSC, Saint Petersburg, Russia, limgt@lenmetro.ru

Original paper

Received 18 September 2019 / Accepted 26 December 2019 / Published 29 December 2019

© “Geomarketing” LLC, 2019

## ABSTRACT

The choice of supports and lining design method during the reconstruction of transport tunnels seems to be an extremely urgent and promising task. It should reflect the actual construction and operational loads for specific engineering and geological conditions. In the course of the theoretical data analysis, it is concluded that under certain geotechnical conditions at a certain stage of the underground structure existence, the enclosing massif can receive a new equilibrium state in which, in the case of reconstruction, the stress-strain state (SSS) in newly constructed lining is no more, but less than in previously existing designs. Accordingly, the final load from rock pressure acting on the newly erected lining during the reconstruction of the tunnel may be less than the load established at the stage of the initial tunnel operation. The obtained conclusion is confirmed by the results of long-term field measurements of the stress-strain state as a part of the mountain ecological (geotechnical) monitoring (GTM) during the reconstruction of the Big Loop Tunnel on the North Caucasus Railway. During the experiment the old lining was replaced by a new one under the conditions of tunnel reconstruction. In the construction of the temporary lining and in the new lining, insignificant changes in SSS were recorded with their rapid stabilization. In the same tunnel under the same engineering and geological, hydrogeological and mining conditions, but in the areas of new excavation in the untouched massif, temporary lining structures recorded an increase in SSS even after the construction of a permanent lining. The GTM system at the stages of construction, operation, during repair and reconstruction of tunnels allows predicting the state of the “lining - enclosing massif” system, as well as obtaining new scientific information that can change ideas about the formation of a stress-strain state in various engineering and geological conditions and for various technological schemes for the underground structures construction. Such knowledge allows us to verify the methods used for calculating supports and lining, thereby optimizing their parameters while ensuring safe operation.

## KEY WORDS

Reconstruction; new equilibrium state; stress-strain state; mining and environmental monitoring; safe operation; railway tunnel

## FOR CITATION:

Lebedev M.O., Romanevich K.V., 2019. Experimental determination of the lining stressed state in railway tunnels under reconstruction. *Geotechnics*, Vol. XI, No. 4, pp. 42-55, <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2019-11-4-42-55>.

## Введение

На железных дорогах Российской Федерации на начало XXI века насчитывалось 160 тоннелей общей протяженностью около 110 км, из них к 2003 г. по различным причинам не эксплуатировалось 62 тоннеля. По данным технического обследования в 2003 г. многие железнодорожные тоннели России имели различные нарушения, среди которых основные — обводненность различной степени и деформации конструкций. В ходе обследований отмечались дефекты в виде значительного снижения прочности обделки, трещины и вывалы в устаревшей каменной кладке, в том числе

и сквозные с деформациями земной поверхности над тоннелями.

Около половины всех железнодорожных тоннелей России, находящихся в эксплуатации на 2003 г., не удовлетворяли габариту приближения строений *C*. Эта величина соответствует предельному перпендикулярному оси пути поперечному очертанию, внутрь которого, помимо подвижного состава, не должны входить никакие части сооружений и устройств, за исключением тех устройств, которые предназначены для непосредственного взаимодействия с подвижным составом. Величина *C* устанавливается государственным стандартом

ГОСТ 9238-2013 «Габариты железнодорожного подвижного состава и приближения строений». Срок службы ряда действующих железнодорожных тоннелей превышает нормативные показатели, которые в соответствии с СП 122.13330.2012 «Тоннели железнодорожные и автодорожные» должны составлять не менее 100 лет.

В настоящее время количество железнодорожных тоннелей, неудовлетворяющих современным требованиям, снижено за счет большого объема работ по капитальному ремонту и реконструкции сооружений, построенных в конце XIX — начале XX века, а также строительству новых тоннелей параллельно старым. Примером служат работы по реконструкции Хинганских тоннелей на Дальневосточной железной дороге (2009–2013 гг.), тоннелей на Северном Кавказе (1998–2014 гг.), Томусинского тоннеля на Западно-Сибирской железной дороге (2018 г.), ряда тоннелей на Красноярской магистрали (2006–2018 гг.), а также строительству новых железнодорожных тоннелей к Олимпийским играм в Сочи и других. Такая тенденция сохраняется — проектируются новые тоннели на Кавказе, в Сибири и на Дальнем Востоке, продолжается модернизация Байкало-Амурской магистрали (БАМ) с возведением новых тоннелей и реконструкцией существующих.

Тем не менее, значительное количество существующих железнодорожных тоннелей только предстоит реконструировать. Поэтому выбор метода расчета крепей и обделок при реконструкции транспортных тоннелей, который отражал бы фактические строительные и эксплуатационные нагрузки для конкретных инженерно-геологических условий, представляется крайне актуальной и перспективной задачей.

### Выбор конструкции крепи

Строительство транспортных тоннелей ведется различными способами, каждый из которых требует применения крепей, конструкции и несущие способности которых должны удовлетворять ряду требований. В большинстве случаев проходка ведется в сложных инженерно-геологических условиях с образованием областей массива с уменьшенными деформационно-прочностными свойствами [2], в горных породах с выраженными реологическими свойствами, а также массивах, ослабленных многочисленными тектоническими нарушениями.

В работе [15] показан алгоритм, по которому надлежит осуществлять выбор конструкций крепей горных выработок транспортного назначения в России с учетом действующих нормативных технических документов. В первую очередь определяется устойчивость породного массива по величине критерия смещения  $U$ . Затем по формулам зависимостей производится переход к устойчивости породного массива по системе *RMR* (*Rock Mass Rating*), смысл которой заключается в рейтинговой оценке качества массива по совокупности шести показателей. Это прочность горной породы при одноосном сжатии, коэффициент нарушенности кернов, соотношение расстояния между поверхностями разрушения, состоя-

ние поверхностей разрушения, воздействие подземных вод и пространственная ориентация поверхностей разрушения относительно проектируемой горной выработки. После этого производится выбор конструкции крепи по системе *RMR*. Автором [15] показан недостаток такого подхода, заключающийся в том, что, как и его аналоги, данный подход остается грубым средством принятия решений в рассматриваемой области. На этом основании делается заключение об актуальности необходимости экспериментальной проверки полученных с его помощью результатов в условиях конкретной горной выработки при строительстве.

### Оценка несущей способности обделки при эксплуатации тоннелей

В процессе эксплуатации транспортные тоннели испытывают негативное влияние разнообразных природно-техногенных факторов и изменяющиеся транспортные нагрузки, с течением времени происходит физический износ материалов. Возникает необходимость оценки технического состояния сооружения для обеспечения его безопасности.

Основные требования по оценке технического состояния конструкций транспортных тоннелей при эксплуатации изложены в нормативной технической документации, например, ГОСТ Р 57208-2016 «Тоннели и метрополитены. Правила обследования и устранения дефектов и повреждений при эксплуатации», где предусмотрена трехэтапная проверка несущей способности конструкций тоннеля, выполняемая расчетами с учетом результатов обследования технического состояния конструкций и состояния заобделочного пространства, воздействия нового строительства, ремонтно-восстановительных работ или реконструкции объекта.

Прямым методом для оценки технического состояния конструкций тоннелей является использование контрольно-измерительной аппаратуры, размещаемой в обделках при строительстве в составе горно-экологического мониторинга. В [10] приводится пример реализации горно-экологического мониторинга в части контроля напряженно-деформированного состояния (НДС) обделки при строительстве железнодорожного тоннеля и последующего оснащения сооружения автоматизированной системой мониторинга, входящей в систему автоматизированной системы управления технологическими процессами (АСУ ТП).

В результате контроля НДС монолитной железобетонной обделки [10] при эксплуатации тоннеля с 2014 по 2018 гг. обнаружено, что кроме температурных градиентов, которые оказывают влияние на изменение нормальных тангенциальных напряжений в течение года до 1,5 МПа, прослеживается четкий тренд увеличения сжимающих напряжений, которые за 4 года увеличились на 2,5–3,0 МПа. Таким образом, отмечается значительное увеличение усилий в обделке через восемь лет (шесть лет эксплуатации тоннеля) по сравнению с величинами усилий, которые сформировались через один год после возведения несущих конструкций. Такая динамика характерна

для транспортных тоннелей с временными креплениями и возведением монолитной железобетонной обделки в условиях Северного Кавказа в первые годы их эксплуатации. В дальнейшем происходит стабилизация напряжений, а в случае продолжения увеличения НДС обделки могут возникнуть нарушения конструкций тоннеля.

Для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга в [8] делается похожий вывод о реализации наиболее интенсивных деформаций тоннельной обделки в первые годы эксплуатации (3–5 лет), после чего отмечается постепенное снижение осадок и их стабилизация к 20 году эксплуатации на примере анализа долгосрочных наблюдений смещений пувтовых реперов в Петербургском метрополитене.

### Реконструкция тоннелей

В процессе эксплуатации все подземные сооружения подвергаются естественному физическому износу: под влиянием циклических нагрузок, внешних механических воздействий в условиях агрессивной среды происходит изменение физических свойств конструктивных элементов и вмещающего массива. Деграция свойств материалов во времени и другие негативные эффекты вызывают изменение НДС строительных конструкций. Вместе с тем из практики эксплуатации подземных сооружений следует, что в ряде случаев тоннель оказывается непригодным для дальнейшей эксплуатации при еще достаточной несущей способности самой обделки за счет «морального старения» объекта [13].

В связи с этим в ходе проектирования реконструкции железнодорожных тоннелей, наряду с рекомендациями по усилению существующей обделки путем тампонирувания пустот в заобделочном пространстве, устройству железобетонной рубашки и др., может быть принято решение о целесообразности частичной или полной замены старой тоннельной обделки на новую с изменением габаритов приближения.

По имеющемуся опыту таких работ серьезные проблемы возникают в неустойчивых массивах, а также на врезках тоннеля, где реализована нагрузка от полного столба породы. Практика капитальных ремонтов тоннелей в неустойчивых массивах, производимых с доработкой старого сечения тоннеля по своду, показывает, что породы над старой обделкой повсеместно ослаблены, на обделке тоннеля образуются навалы. При разработке старой обделки без проведения дополнительных мероприятий по укреплению заобделочного пространства возможны крупные вывалы вплоть до образования воронок на поверхности. Поэтому при реконструкции тоннелей с полной заменой старой тоннельной обделки весьма важным моментом является определение нагрузок, которые будут действовать на вновь возводимую несущую конструкцию.

Исходными данными для расчетов являются актуализированные инженерно-геологические изыскания и гидрогеологические исследования, проводимые по отдельному техническому заданию и программе с учетом особенностей сооружения в соответствии с СП 47.13330.2012 «Инженерные изыскания

для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96». Расчеты несущих конструкций транспортных тоннелей выполняются аналитическими и численными методами, в том числе работающими с реологическими свойствами массива. Используются получившие широкое распространение программные комплексы ABAQUS, FLAC, PLAXIS, MIDAS GTS, Z-soil и др. Однако в связи с отсутствием возможности верифицировать результаты расчетов для условий реконструкции подземного сооружения с полным демонтажем обделки приходится ряд граничных условий (исходных данных) задавать на интуитивном уровне. Вероятно, это является одной из причин наличия в действующей нормативной технической документации, например в СП 122.13330.2012 «Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97» требования увеличения на 30% нормативной нагрузки на тоннель от горного давления при реконструкции тоннеля с полной заменой обделки. Но всегда ли необходимо такое увеличение?

Учет особенностей и принципиальных отличий геомеханических процессов при производстве работ в период реконструкции подземных сооружений от аналогичных процессов при новом строительстве может приводить к существенному снижению расхода строительных материалов, затраты на которые при сооружении тоннелей составляют 20–40% от общей стоимости строительства. Так по данным [7] работы, связанные с возведением опережающих, анкерных, бетонных и железобетонных крепей составляли 47% от базовой стоимости строительства тоннеля длиной 3,7 км, остальные 53% от базовой стоимости были заложены на виды работ, связанные с обустройством площадки строительства, порталов, экскавацией тоннеля, бурением разведочных скважин, тампонажными работами и прочими расходами.

### Формирование нового равновесного состояния

В работах [3, 13] отмечается, что формирование нагрузки на обделку тоннелей, подвергающихся реконструкции, носит двухстадийный характер. На первой стадии формирования горного давления нагрузки на вновь возводимую обделку определяются весом пород, отслоившихся от породного массива при первоначальном сооружении тоннеля. Повторное нарушение равновесного состояния при капитальном ремонте или реконструкции приводит к увеличению зоны обрушения и возрастанию нагрузки примерно в 1,3–1,4 раза на второй стадии формирования горного давления по сравнению с фактической величиной, отмеченной до начала работ по реконструкции, т.е. на первоначальной стадии [13].

Таким образом, окончательная нагрузка от горного давления, действующая на вновь возводимую обделку при реконструкции тоннелей представлена в [13] в общем виде как:

$$q = q_1 + q_d k_n, \quad (1)$$

где  $q_1$  — нагрузка на первой стадии формирования горного

давления, т.е. установившаяся при первоначальной эксплуатации тоннеля до его реконструкции;  $q_d$  — дополнительная нагрузка, вызванная увеличением радиуса зоны неупругих деформаций при реконструкции тоннеля в случае максимально возможных смещений контура выработки;  $k_n$  — коэффициент, учитывающий величину смещений контура выработки, находящийся в пределах от 0 до 1.

После ряда преобразований и введения эмпирической зависимости, учитывающей модуль относительной трещиноватости породного массива, формула для определения окончательной нагрузки от горного давления при реконструкции тоннелей принимает вид [13]:

$$q = q_1 + \frac{1}{3} \gamma L_1 r k_n \left( \frac{L_2}{L_1} 0,755 n^{0,178} - 1 \right), \quad (2)$$

где  $\gamma$  — объемный вес (плотность);  $L_1$  — пролет выработки до реконструкции тоннеля;  $L_2$  — пролет выработки при реконструкции тоннеля;  $n$  — модуль относительной трещиноватости;  $r$  — относительный радиус зоны неупругих деформаций, определяемый как:

$$r = \frac{R}{R_0}, \quad (3)$$

где  $R$  — радиус зоны неупругих деформаций, м;  $R_0$  — радиус или полупролет выработки, м.

Отсутствие исследований, позволяющих достоверно принимать значения параметров, входящих в (2) и (3), приводят к необходимости безапелляционного увеличения нагрузки на 30%.

В [13] также указываются и другие составляющие общей нагрузки, действующей на тоннельную обделку — собственный вес конструкции, как фактор, связанный с непостоянством объемных весов материалов, и главным образом с наличием переборов при проходке, искажающих проектную геометрию выработки, и значительное воздействие, вызываемое нагнетанием различных растворов под давлением в заобделочное пространство. Однако ни в [13], ни в более современных работах по реконструкции подземных сооружений<sup>1, 2</sup>, в том числе и зарубежных вопросы сложного характера взаимодействия тоннельной обделки с вмещающим массивом во времени не рассматриваются достаточно подробно. И если рассматриваются, то только в виде анализа рисков и причин, вызывающих необходимость замены несущих конструкций [16, 18], либо при обосновании мероприятий по ремонту конструкций [19, 20]. В [17] испытания на каменных кладках «исторических» тоннелей в Италии (годы постройки 1850–1940 гг.) демонстрируют, что напряжения на этих обделках,

как правило, низкие в диапазоне 0–2,5 МПа, в зависимости от использованных материалов.

Фактор времени эксплуатации тоннеля является весьма существенным, поскольку как показывает практика, процесс перераспределения НДС системы «обделка — вмещающий массив» с течением времени может стремиться к затуханию вплоть до достижения массивом, ослабленного выработкой, устойчивого равновесного состояния. Так, в [12] кратко рассмотрены примеры геотехнических ситуаций при эксплуатации и реконструкции подземных сооружений. В результате неправильной эксплуатации железнодорожного тоннеля в течение длительного срока службы (тоннель эксплуатировался более 100 лет) за счет разнообразных процессов на контакте обделки с вмещающим массивом выявлены полости и пустоты мощностью от 0,2 до 2,4 м практически по всему контуру сооружения. Физическая возможность существования мощной обделки без наличия контакта с вмещающим массивом по части периметра тоннеля косвенно указывает на возникновение устойчивой формы и стабильного состояния массива.

Также в [12] рассмотрены и другие подтверждения формирования нового равновесного состояния системы «обделка — вмещающий массив» в процессе длительной эксплуатации транспортных тоннелей на примерах тоннелей Кругобайкальской железной дороги (КБЖД), Гимринского тоннеля в Республике Дагестан и железнодорожного тоннеля *Bosruck* в Австрии.

Другим примером, свидетельствующим о формировании нового равновесного состояния при отсутствии полного контакта обделки с вмещающим массивом, является Артеушкинский железнодорожный тоннель на Забайкальской железной дороге длиной 89,4 м, построенный в 1907 г. [6]. Массив, прорезаемый тоннелем, отличается переслаиванием разнообразных пород (весьма плотные и прочные песчаники и известняки, глинистые сланцы, мергели и, наконец, кварциты в виде штоков и жил, прорезающих плотные известняки и сланцы).

Спустя почти два десятилетия в 1924 г. во время ремонта пути сбоку тоннеля под балластным слоем была обнаружена пещера шириной 7,2 м (рис. 1), причем восточная стена обделки на этом протяжении оказалась на весу.

Одной своей ветвью пещера огибает более половины периметра обделки, далее несколько опускается вниз, а затем, круто поворачивая вверх, простирается далеко вглубь горы. Нижняя ветвь пещеры полого опускается под подошвой тоннеля, причем дно его отстоит от головки рельса на 8,5 м по вертикали. Продолжая опускаться вниз, пещера проходит под большой рекой и углубляется в соседние горы.

Для обеспечения устойчивости обделки под стенку была подведена железобетонная балка длиной 10,67 м, шириной 1,64 м и высотой 2,06 м, армированная рельсами. Снаружи

<sup>1</sup> Фролов Ю.С., Гурский В.А., Молчанов В.С., 2011. Содержание и реконструкция тоннелей. Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, Москва.

<sup>2</sup> Шаламанов В.А., Першин В.В., Будников П.М., Сабанцев А.Б., 2010. Выбор и расчет крепей и обделок подземных сооружений. Кузбасский государственный технический университет, Кемерово.

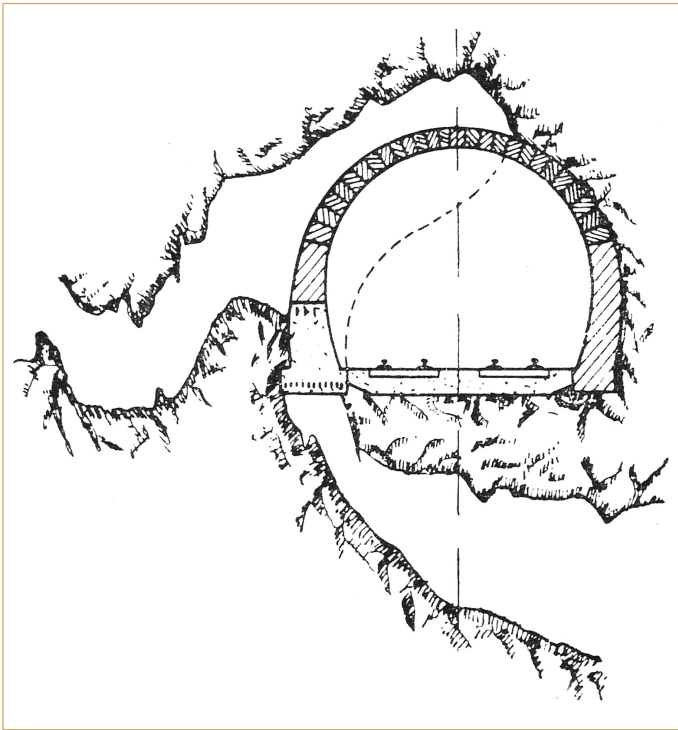


Рис. 1. Сечение двупутного тоннеля с частью вмещающего массива с пещерой [6]

Fig. 1. Cross-section of a double track tunnel with a part of the enclosing massif with a cave [6]

обделки на всю высоту пещеры и по всей ее ширине поставили бетонную оградительную стену.

Историческим подтверждением правомерности предположения о формировании нового устойчивого равновесного состояния вблизи горной выработки, способного сохраняться длительное время без дополнительного увеличения несущей способности крепи, являются древние *кяризы* — традиционные подземные гидротехнические системы в городах и селениях Азербайджана, Средней Азии и Ирана, совмещающие водопровод и систему орошения. Один из самых древних в мире кяризов в г. Гонабад (Иран) был построен между 700 и 500 гг. до н. э., эта система длиной более 33 км на глубинах до нескольких сотен метров частично эксплуатируется до сих пор. Аналогичные подземные водопроводные системы известны в г. Стамбул (Турция) (постройка IV–VI вв.) и г. Мадрид (Испания) (постройка X–XI вв.).

Современными геотехниками демонстрируется отсутствие стабилизации осадок городской застройки на слабых грунтах в г. Санкт-Петербург на протяжении 100 лет (всего периода наблюдений) — а наибольшая интенсивность развития осадок отмечается в зонах подработок при устройстве подземных сооружений, прежде всего метрополитена — развитие деформаций застройки над тоннелями метро фиксируются на протяжении более полувека [5]. Вместе с тем длительные натурные наблюдения за деформированием самих тоннелей вдоль всех линий Петербургского метрополитена [8] позволили по-

лучить закономерности деформирования массивов во времени и в пространстве. Наряду с большими величинами подъема и опускания тоннелей по их трассе, в целом фоновые скорости движений ряда участков трасс низкие (1–3 мм/год), плавно меняющиеся с градиентами 0–1 мм/год/100 м, а расхождения скоростей между путями (перекося путей), в основном не превышают 1 мм/год. В [8] получены закономерности периодического подъема и опускания перегонных тоннелей для всех линий Петербургского метрополитена. Отмечается, что фиксируемые вертикальные перемещения тоннелей отражают постоянно действующие (волновые) движения вмещающих горных пород, находящихся в напряженно-деформированном состоянии упругого равновесия. Здесь речь идет о слабых грунтах в верхней части разреза и мощной толще полускальных протерозойских глин, которые в обнажениях характеризуются обычно как среднеустойчивые.

Гораздо быстрее процессы стабилизации и достижения устойчивого равновесия развиваются в скальных магматических горных породах, не обладающих свойствами ползучести. Известны также факты длительной устойчивости тоннелей, трасса которых располагается в массивах горных пород средней крепости, представленных аргиллитами, сланцами, известняками и песчаниками [12].

Таким образом, на определенном этапе существования подземного сооружения вмещающий массив может получать новое равновесное состояние, при котором, в случае реконструкции, во вновь возводимых обделках напряженно-деформированное состояние оказывается другим, причем компоненты напряжений на отдельных его участках могут быть не больше, а меньше, чем в ранее существовавших конструкциях. При этом окончательная нагрузка от горного давления, действующая на вновь возводимую обделку при реконструкции тоннеля, может быть меньше нагрузки, установившейся на стадии первоначальной эксплуатации тоннеля:

$$q \leq q_1. \quad (4)$$

В связи с этим возникает вопрос об обоснованности увеличения нормативной нагрузки от горного давления на обделку на 30%, регламентированного нормативной документацией во всех случаях реконструкции тоннелей с полной заменой обделки.

При этом очевидно, что само наличие в нормах определенного запаса по расчетной нагрузке на новую обделку является необходимым. Это объясняется все еще слабой степенью надежности прогноза НДС обделки при реконструкции тоннелей. Так, например, в силу различных сложно прогнозируемых причин может нарушаться локальный контакт между обделкой и вмещающей горной породой. В результате изменяется НДС обделки, причем повышается риск возникновения в ней сверх прогнозных напряжений, способных привести к снижению ее работоспособности и надежности.

В связи с этим очевидно, что надо продолжать накапливать эмпирическую базу для уточнения положения о степени уве-

личения горного давления на обделку при реконструкции. Возможен также другой путь — путь детального исследования технического состояния существующих конструкций и вмещающих пород в заобделочном пространстве подземного сооружения, и последующая оптимизация параметров вновь возводимых несущих конструкций крепей и обделок на каждом конкретном участке реконструируемого объекта. Но он требует детальной проработки и изучения, что часто сопряжено с оперативной корректировкой уже утвержденной проектной документации и не всегда возможно в условиях большого числа согласующих и разрешительных организаций.

В [6] показано, что взаимодействие подземной конструкции с окружающим массивом настолько сложно и многообразно, что не может быть выражено законами, обобщающими происходящие явления. Вопрос нередко еще более усложняется в связи с изменением свойств горных пород и общей инженерно-геологической и гидрогеологической обстановки во времени.

Уверенно судить о работе новых несущих конструкций, возведенных как после проходки при новом строительстве, так и после демонтажа старой тоннельной обделки в ходе реконструкции, представляется возможным лишь на основании натурных исследований НДС, дающих наиболее достоверные результаты. Такие комплексные наблюдения в транспортных тоннелях, искусственных сооружениях метрополитенов и в других подземных сооружениях в период их строительства и эксплуатации, а также в период реконструкции в последнее время получают широкое распространение. Требования к системе наблюдений обобщены в документе «Методическое руководство по комплексному горно-экологическому мониторингу при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей», согласованном Федеральной службой по экологическому, технологическому и атомному надзору РФ и утвержденном тоннельной ассоциацией России [1].

### **Натурные измерения НДС в составе горно-экологического мониторинга транспортных тоннелей**

Учитывая показанные выше теоретические представления о формировании нагрузки на тоннельную обделку подземных сооружений, институтом ОАО «НИПИИ «Ленметрогипротранс» выполняется систематизация и накопление результатов натурных измерений напряжений, деформаций и перемещений в элементах конструкций подземных сооружений. С этой целью проводятся комплексные наблюдения на разных этапах строительства и эксплуатации в транспортных тоннелях и искусственных сооружениях метрополитенов, в том числе и в период реконструкции. Эти данные позволяют рационально подходить к выбору расчетных схем, материалов и параметров обделок, технологий проходки и перепроходки, а также к методам изучения НДС крепей и обделок при последующих реконструкциях подземных сооружений. Такие сведения, безусловно, будут востребованы при решении аналогичных вопросов в дальнейшем.

Основным источником новой геотехнической информации является научно-техническое сопровождение проектирования, строительства и реконструкции подземных сооружений, в ходе которого анализируются результаты комплексного горно-экологического мониторинга (ГЭМ). В соответствии с разработанной методикой [1] ГЭМ включает систему наблюдений, анализа и прогноза современного геодинамического состояния геологической среды, проводимых в рамках заданного регламента, а также оценку негативного влияния горных работ на окружающую среду и безопасность при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей.

Осуществляемый на практике алгоритм, в рамках которого результаты натурных исследований в составе ГЭМ являются основой для последующей корректировки технологии сооружения и конструкций крепей и обделок тоннелей, зарекомендовал себя при проектировании и строительстве многих подземных сооружений. Так еще с 70-х годов прошлого века для преодоления выявленных участков со сложными инженерно-геологическими условиями на тоннелях Байкало-Амурской магистрали (БАМ) были разработаны и внедрялись при строительстве новые технологии и специальные способы работ, без применения которых успешно осуществить проходку тоннелей было бы невозможно [9].

В [4, 14] дается описание двухстадийного проектирования и расчета крепи, т.е. принятия окончательного решения по креплению выработок в процессе их проходки на основе более детального изучения массива. Осуществление такой системы проектирования и расчета крепи, названной гибкой, заключается в постадийном контролируемом увеличении несущей способности крепи до достижения равновесного состояния в системе крепь-массив.

Однако на практике такую схему не позволяет применять действующее законодательство, а именно Постановление Правительства РФ от 05.03.2007 № 145 (ред. от 22.10.2018) «О порядке организации и проведения государственной экспертизы проектной документации и результатов инженерных изысканий», в соответствии с которым конструкции должны быть рассчитаны на все виды нагрузок и воздействий и не подлежат изменению после прохождения проектной документацией Государственной экспертизы.

Одним из первых тоннелей, при реконструкции которого на отдельных участках не хватало несущей способности временной крепи и потребовалось возведение дополнительных несущих элементов, является Большой Петлевой тоннель (БПТ) участка Армавир-Туапсе Северо-Кавказской железной дороги [11].

Большой Петлевой тоннель расположен на 1855 км между станциями Гойтх и Индюк и проходит под вершиной одного из отрогов Гойтхского перевала с максимальной отметкой дневной поверхности 328 м. Протяженность тоннеля 986,6 м. Максимальная глубина заложения 125 м. Тоннель построен в 1910–1914 гг. при строительстве линии Армавир-Туапсе по габариту 1-С под один путь нормальной колеи 1524 мм, в профиле односкатный с  $I_{\max} = 14,7\%$  в сторону станции Индюк,

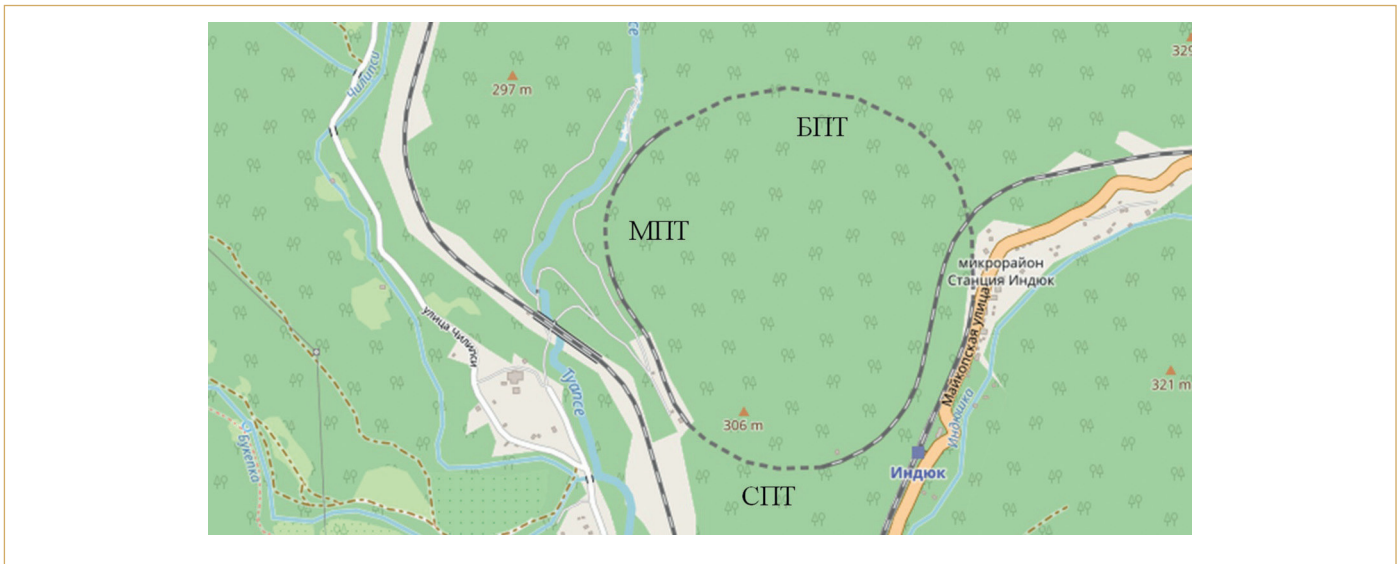


Рис. 2. Трасса железной дороги в виде петли. Обозначения: БПТ — Большой Петлевой тоннель, СПТ — Средний Петлевой тоннель, МПТ — Малый Петлевой тоннель

Fig. 2. Loop railroad track. БПТ — Big Loop Tunnel, СПТ — Middle Loop Tunnel, МПТ — Small Loop Tunnel

в плане — на припортальных участках на кривых  $R320$  и  $300$  м и в средней части тоннеля на прямой длиной  $296$  м.

Условия трассирования железной дороги на этом перегоне крайне тяжелые. Для спуска с перевала, при наличии сильно пересеченного горного рельефа, на руководящем уклоне, выполнено развитие трассы железной дороги в виде спирали (петли), протяженностью  $3700$  м диаметром  $940$  м. Почти половину ее длины составляют три Петлевых железнодорожных тоннеля: Большой Петлевой тоннель (БПТ), Средний Петлевой тоннель (СПТ) и Малый Петлевой тоннель (МПТ) (рис. 2).

В геологическом строении района принимают участие четвертичные и среднеюрские отложения. Четвертичные отложения представлены делювиальными суглинками с дресвой и щебнем дочетвертичных пород до  $30\%$  мощностью от  $0,2$  м на водоразделах до  $1\div 3$  м (местами  $10\div 15$  м) на склонах. Среднеюрские отложения представлены аргиллитами серого цвета, тонкослоистыми, на некоторых участках с ярко выраженной шаровой отдельностью, с прослоями песчаников коричневатого цвета преимущественной мощностью от  $3$  до  $10$  см, в редких случаях до  $30$  см и более. Зона экзогенного изменения дочетвертичных пород (выветривания) составляет от  $2$  до  $5$  м, достигая  $30$  м. Резкая перемена по мощности отмечается на участках пересечения водотоков с неблагоприятным залеганием пород.

В целом, инженерно-геологические условия строительства сложные. Тоннель пересекает породы от относительно устойчивых с коэффициентом крепости по Протоdjяконову  $f = 2\div 3$  до пород слабой устойчивости  $f = 1,2\div 2$  и совершенно неустойчивых  $f = 0,8\div 1,0$  (в пределах зоны тектонического нарушения).

По результатам обследования тоннеля в  $2001$  г. и анализа имеющихся материалов наблюдений предыдущих лет тонне-

леобследовательской станцией Министерства путей сообщения РФ были сделаны следующие выводы о состоянии тоннеля:

- внутреннее очертание тоннеля, которое не удовлетворяет требованиям габарита приближения строений  $C$ , существенно ограничивает возможность пропуска негабаритных грузов и не обеспечивает возможность пропуска перспективных грузов;

- каменная кладка имеет ряд дефектов в виде пустых швов, бунение<sup>3</sup> отдельных камней, расслоений, несквозных вывалов, что существенно снижает ее несущую способность;

- до  $35\%$  обделки обводнено: на  $23$  кольцах капез, в том числе и в зоне контактного прохода. Наибольшее количество дефектов обделки приходилось именно на обводненные участки.

Было принято решение о реконструкции Большого Петлевого тоннеля, которая проводилась в период  $2003\text{--}2006$  гг. по проекту ОАО «НИПИИ «Ленметрогипротранс»».

Проектом реконструкции предусматривалось на большей части длины тоннеля ( $\sim 790$  м) сооружение параллельного тоннеля. На северном участке длиной  $120$  м, где при сооружении параллельного тоннеля трасса выходит на поверхность в крайне неблагоприятном месте, предусматривался капитальный ремонт тоннеля с сохранением существующего планового и высотного положения пути. Для соединения ремонтируемого участка с сохранением существующей оси тоннеля, с участком, проходимым параллельно существующему тоннелю, предусматривалось сооружение сопряжения длиной  $98$  м.

На участке, где проектом было предусмотрено сохранение существующего планового и высотного положения пути выполнен демонтаж «старой» обделки по всему периметру с возведением временной «арко-бетонной» крепи и монолитной железобетонной обделки. Здесь были предусмотрены меро-

<sup>3</sup> Бунение — глухой звук при простукивании указывает на неплотность прилегания бетона или каменной кладки к породе или отслаивание по толщине.



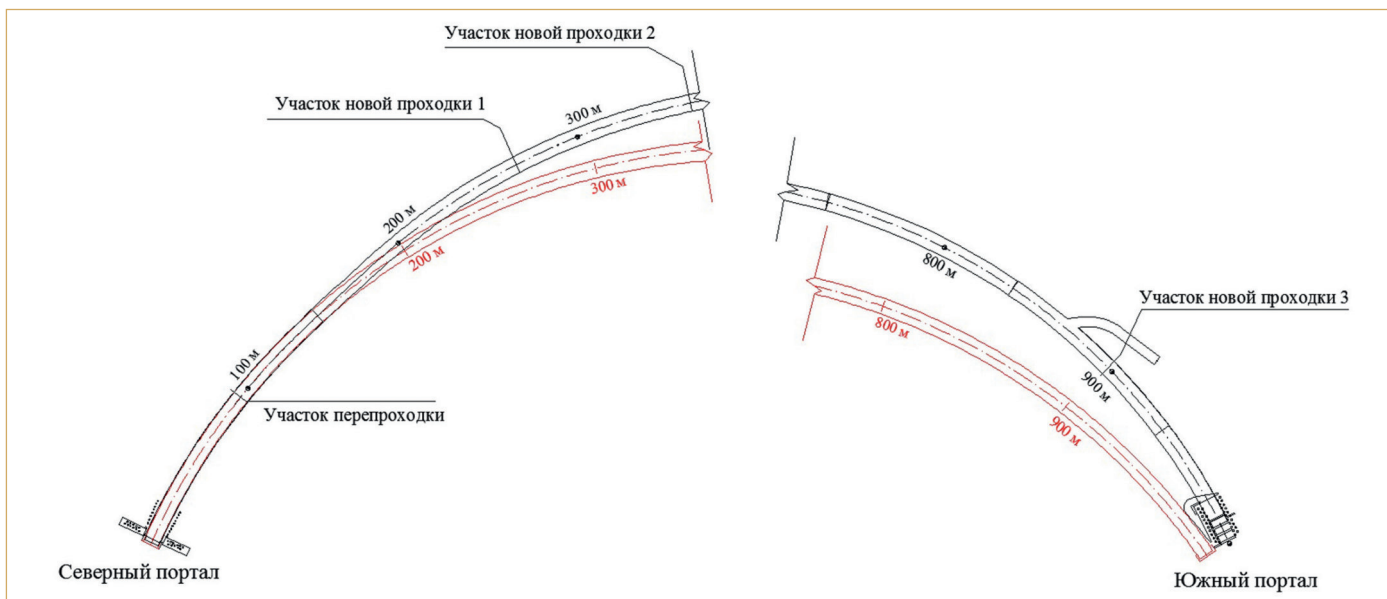


Рис. 3. Схема расположения опытных участков в Большом Петлевом тоннеле

Fig. 3. The layout of the experimental plots in the Big Loop Tunnel

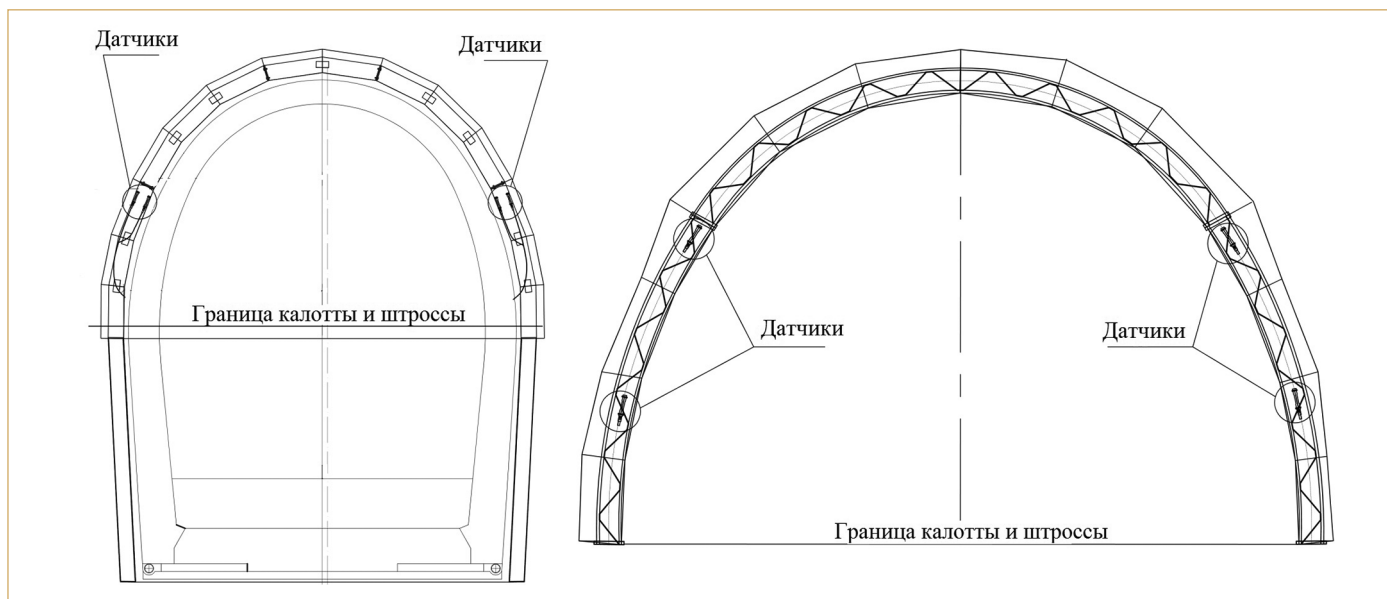


Рис. 4. Принципиальная схема расположения датчиков в калоттной части на стальной двутавровой арке (а) и в арматурной арке (б)

Fig. 4. Schematic diagram of the arrangement of sensors in the calotte part on the steel I-beam (a) and in the reinforcing arch (b)

приятия, обеспечивающие устойчивость кровли при доработке сечения тоннеля (тампаож пространства за существующей обделкой, опережающее анкерное крепление).

Наиболее объемный материал по результатам мониторинга был собран по определению НДС крепей. Напряженно-деформированное состояние крепей определялось на опытных участках строящегося тоннеля по новой трассе и по существующей трассе тоннеля. Определение НДС крепей выполнялось двумя

способами — измерение напряжений путем установки струнных датчиков и смещений внутреннего контура крепи. В настоящей работе рассматривается четыре опытных участка, расположенных в схожих горнотехнических условиях (рис. 3) — три участка новой проходки, и один участок перепроходки.

Участок перепроходки расположен со стороны Северного портала при перекреплении тоннеля. Наблюдения по этому опытному участку велись в условиях переборки обделки —



**Рис. 5.** Датчики ПЛДС-400, установленные на стальной двутавровой арке (а) и датчики ПЛДС-400, установленные в арматурную арку (б). Процесс установки датчиков в арматурную арку (с), процесс установки датчиков на стальную двутавровую арку (д) перед бетонированием

**Fig. 5.** Sensors PLDS-400 installed on a steel I-beam (a) and sensors PLDS-400 installed in a reinforcing arch (b). The process of installing sensors in a reinforcing arch (c), the process of installing sensors on a steel I-beam (d) before concreting

существующая тоннельная обделка заменялась новой несущей конструкцией. Измерительными приборами было оснащено четыре узла конструкции стальной двутавровой арки по два струнных датчика в каждом, с последующим бетонированием межрамного пространства.

Участок новой проходки 1 расположен со стороны Северного портала. Струнные датчики также установлены на стальную двутавровую арку.

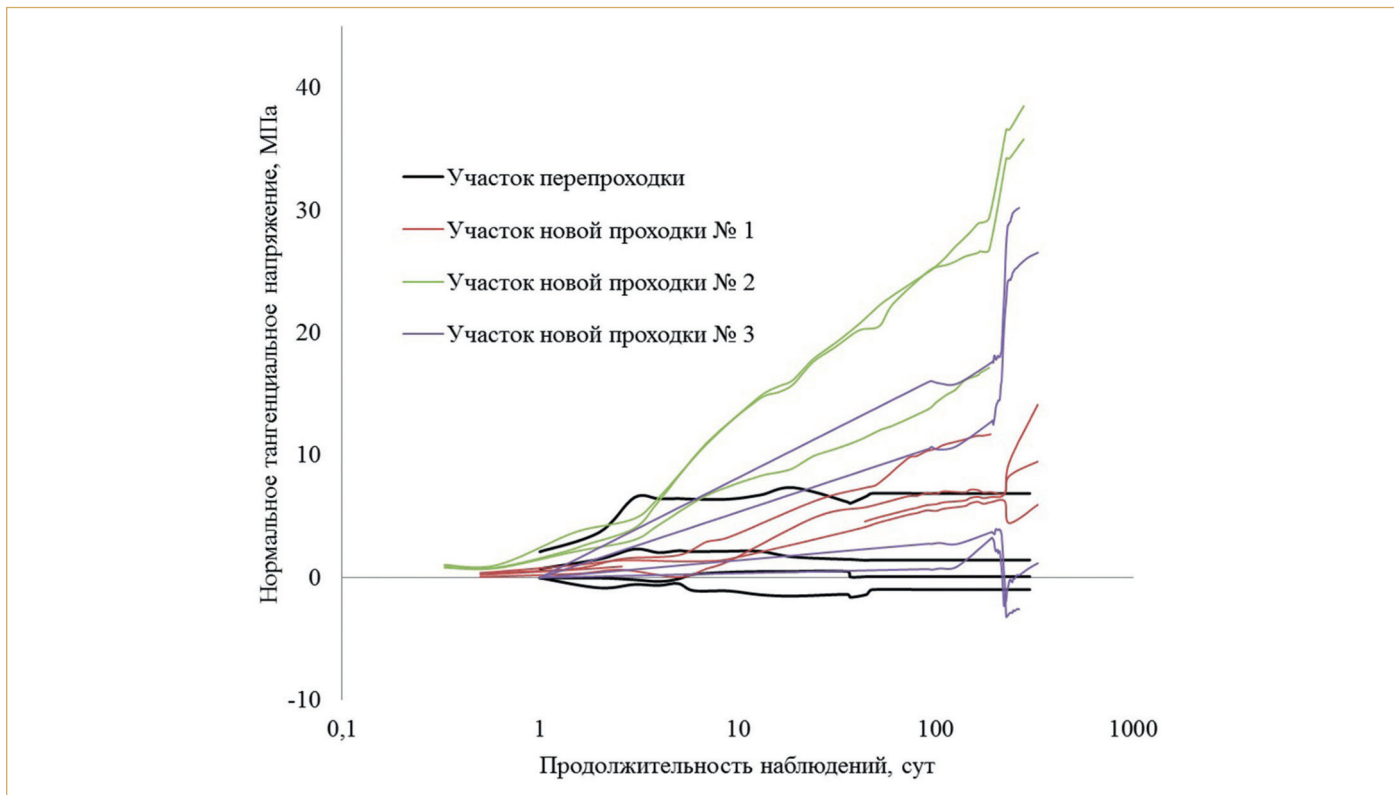
Участок новой проходки 2 расположен в тоннеле при проходке со стороны Северного портала. Струнные датчики уста-

новлены в арматурную арку. Установка датчиков осуществлена в центре поперечного сечения арматурного каркаса перед выполнением набрызгбетонных работ.

Участок новой проходки 3 расположен в тоннеле при проходке со стороны Южного портала. Струнные датчики установлены на стальную двутавровую арку.

Схема расположения датчиков на стальных двутавровых арках и в арматурных арках показана на рис. 4.

Массивы горных пород в пределах рассматриваемых опытных участков представлены переслаиваниями трещиноватых



**Рис. 6.** Результаты определения нормальных тангенциальных напряжений по опытным участкам для калоттной части тоннеля  
**Fig. 6.** The results of determining the normal tangential stresses in the experimental sections for the calotte part of the tunnel

аргиллитов, алевролитов и песчаников (70×20×10% соответственно). Породы характеризуются по данным исполнительной геологии как средней и слабой устойчивости, с коэффициентами крепости по М.М. Протодяконову от 2,0 до 3,5. Глубины заложения опытных участков составили 14,5; 50; 65 и 29 м для участка пере проходки и участков новой проходки 1–3 соответственно.

Все рассматриваемые опытные участки были оснащены струнными датчиками ПЛДС-400 (рис. 5).

По результатам натурных исследований определялись нормальные тангенциальные напряжения в крепи с учетом ползучести материала крепи при раннем нагружении бетона.

### Анализ НДС

Результаты определения нормальных тангенциальных напряжений по опытным участкам для калоттной<sup>4</sup> части тоннеля приведены на рис. 6.

По участку новой проходки № 1 максимальная величина сжимающих напряжений перед сдачей в эксплуатацию составила 15,5 МПа со стороны существующего тоннеля и 6,5 МПа с противоположной стороны. В дальнейшем происходил рост напряжений с тенденцией к стабилизации на конец наблюдений.

По участку новой проходки № 2 перед сдачей в эксплуатацию максимальные величины напряжений по периметру арки составили: в своде — 38 МПа, в нижней части калотты — 20 МПа.

По участку новой проходки № 3 по результатам наблюдений во временной крепи (к моменту возведения постоянной обделки) напряженно-деформированное состояние было стабилизированным. Максимальные напряжения в калотте достигали 30 МПа.

Для штроссовой<sup>5</sup> части тоннеля на всех опытных участках величины НДС примерно в 2 раза ниже, чем для калоттной части.

Опытный участок, на котором осуществлялась пере проходка с возведением новой тоннельной обделки, представляет наибольший интерес в рамках настоящей работы. На этом участке трассы после удаления старой обделки осуществлялось возведение конструкций, аналогичных возводимым на сложных участках тоннеля (припортальные зоны, участки в районе сопряжений горных выработок, участки глубиной заложения до 40 м, а также участок тектонического нарушения). Применялись тяжелые рамные крепи из двутавровых балок № 35 с заполнением меж-

<sup>4</sup> Калоттная часть тоннеля — верхняя часть тоннельной выработки, предназначенная для возведения сводовой обделки.

<sup>5</sup> Штроссовая часть тоннеля — нижняя часть тоннельной выработки, в которой возводят стены и лоток (обратный свод) тоннеля.

рамного пространства бетоном. Работы по перепроходке выполнены в «окно» с полной остановкой движения составов на данном участке. После возведения новой обделки движение по старой трассе было восстановлено. Параллельно велись работы по строительству тоннеля по новой трассе.

По участку перепроходки максимальные зафиксированные напряжения в элементах конструкции по своду 4,8 МПа, по нижней части калотты — 2,1 МПа.

В соответствии с проведенными наблюдениями на участке перепроходки существенного изменения НДС крепи не отмечалось. Напряжения сжатия и растяжения имели тенденцию к снижению.

Возведение постоянной обделки не повлияло на изменение НДС крепи.

Дальнейшие наблюдения существенного изменения НДС крепи не выявили — при эксплуатации данного участка тоннеля напряженно-деформированное состояние оставалось неизменным.

Исследования напряженно-деформированного состояния конструкции временной крепи на участке перепроходки показали, что количественно эти параметры были значительно меньше, чем для такой же крепи, возведенной на новой трассе тоннеля в течение всего периода строительства тоннеля и на начальном этапе его эксплуатации. Результаты экспериментальных наблюдений показывают, что процесс перераспределения напряженно-деформированного состояния системы «обделка — вмещающий массив» с течением времени стабилизируется вплоть до достижения устойчивого равновесного состояния.

## Выводы

1. Результаты натурных исследований подтвердили возможность формирования нового равновесного состояния вмещающего массива грунта вокруг тоннеля в процессе его длительной эксплуатации. Новое НДС вмещающего массива и обделки в целом либо отдельных их компонентов может быть как больше, так и меньше ранее существовавшего.

2. Напряжения в монолитной железобетонной обделке тоннелей, построенных с использованием временных крепей по незамкнутому периметру конструкции, могут существенно увеличиваться с началом эксплуатации обделки.

3. Определение НДС крепей и обделок прямыми методами (установкой датчиков в несущие конструкции при возведении), позволяет судить об усилиях, формируемых в течение всей жизни тоннеля, с момента загрузки крепи (обделки) в забое, а затем и при эксплуатации.

4. Система горно-экологического мониторинга тоннелей на этапах строительства, эксплуатации, ремонта и реконструкции позволяет контролировать их безопасность, уточнять прогноз НДС системы «обделка — вмещающий массив».

5. Планируется продолжить наблюдения и исследования НДС новых обделок реконструируемых транспортных тоннелей, сооружаемых в различных инженерно-геологических условиях, при разных типах конструкций и технологических схемах строительства. Результаты исследований должны быть направлены на увеличение объема имеющихся эмпирических данных с целью верификации применяющихся методик расчета, проверки обоснованности и при необходимости корректировки требований нормативной документации в части увеличения нагрузок на обделки реконструируемых тоннелей на 30%. 🌐

## Список литературы

1. Безродный К.П., Лебедев М.О., 2009. Методическое руководство по комплексному горно-экологическому мониторингу при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей. Изд-во ИПКОН РАН, ОАО «НИПИИ “Ленметрогипротранс”», Москва.
2. Бойко О.В., 2004. Оценка деформационно-прочностных характеристик вмещающих тоннель пород по сейсмическим данным. Записки Горного института, № 156, с. 86–87.
3. Будаева А.Х., 1972. Исследование условий статической работы обделок, возводимых при реконструкции тоннелей с перекладкой свода. Изд-во ЛИИЖТ, Ленинград.
4. Булычев Н.С., Фотиева Н.Н., Стрельцов Е.В., 1986. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок. Недра, Москва.
5. Васенин В.А., Шашкин А.Г., 2018. Осадки зданий на слабых глинистых грунтах (на примере застройки Санкт-Петербурга). Геотехника, Том X, № 4, с. 32–44.
6. Дандуров М.И., Корольков Н.М., 1962. Содержание и реконструкция тоннелей. Всесоюзное издательско-полиграфическое объединение министерства путей сообщения, Москва.
7. Кауфман Л.Л., Лысиков Б.А., Заполова К.И., Сирачев И.Ж., 2010. Опыт оценки рисков подземного строительства. Наука и прогресс транспорта. Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта, № 32, с. 55–60.
8. Козин Е.Г., 2003. Анализ работы тоннельной обделки по данным повторного нивелирования на перегоне «Обухово-Рыбацкое» Петербургского метрополитена. Известия Тульского государственного университета, Вып. 1, с. 137–141.
9. Кулагин Н.И., 2019. Основные научно-технические результаты проектирования и строительства тоннелей БАМ. Метро и тоннели, № 2, с. 18–23.

10. Лебедев М.О., 2019. Напряженно-деформированное состояние обделки транспортного тоннеля при строительстве и эксплуатации. Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений, Материалы VI Международной конференции, Екатеринбург, 2019, с. 25–32.
11. Лебедев М.О., Балыкин В.В., 2006. Горно-экологический мониторинг на примере Большого Петлевого тоннеля. Метро и тоннели, № 6, с. 27–29.
12. Лебедев М.О., Романевич К.В., 2019. Инженерно-геофизические исследования при реконструкции подземных сооружений. Горный информационно-аналитический бюллетень, № 5, с. 97–110.
13. Лиманов Ю.А., Подчекаев В.А., Корольков Н.М., Меринов И.И., 1976. Содержание и реконструкция тоннелей. Транспорт, Москва.
14. Меркин В.Е., Колин Д.И., Чеботаев В.В., 1984. Методические рекомендации по расчету временной крепи тоннельных выработок. Изд-во ВНИИ транспортного строительства, Москва.
15. Цыганков Д.А., 2018. Оценка качества породного массива и выбора конструкции крепи транспортного тоннеля. Транспортное строительство, № 11, с. 6–9.
16. Avagnina N., Bianchi G.W., Cena E., 2019. Risk assessment for maintenance planning in an old service tunnel. Proceedings of World Tunnel Congress, Italy, 2019, pp. 4669–4677.
17. Fava A.R., Ghidoli M., Carli L., Galvanin P., 2019. Refitting strategies for Italian historical railway tunnels. Proceedings of World Tunnel Congress, Italy, 2019, pp. 2071–2080.
18. Firmi P., Iacobini F., Pranno A., Matera C., 2019. Tunnel damage management system: an application for Italian railway tunnels. Proceedings of World Tunnel Congress, Italy, 2019, pp. 2090–2099.
19. Fortunato D., Barbieri G., 2019. Tunnels widening and renewal using precast lining: The Swiss Rhaetian railway construction method applied to tunnel Mistail. Proceedings of World Tunnel Congress, Italy, 2019, pp. 2100–2108.
20. Kohlbock B., Weinmar W., Hartleitner K., 2018. Design and construction challenges of the refurbishment of the 110-year-old Bosruck rail tunnel, Austria. Proceedings of ITA — AITES World Tunnel Congress, Dubai, UAE, 2018, pp. 1144–1157.

## References

1. Bezrodny K.P., Lebedev M.O., 2009. Methodological guidelines for integrated mining and environmental monitoring in the construction and operation of transport tunnels. Publishing house of the Institute of Comprehensive Exploitation of Mineral Resources Russian Academy of Sciences, “Lenmetrogioprotrans” OJSC, Moscow. (in Russian)
2. Boyko O.V., 2004. Evaluation of the deformation-strength characteristics of the enclosing tunnel rocks according to seismic data. Notes of the Mining Institute, No. 156, pp. 86–87. (in Russian)
3. Budaeva A.Kh., 1972. Study of the conditions for the static operation of the lining erected during the reconstruction of tunnels with relocation of the vault. Publishing house of the Leningrad Institute of Railway Engineers, Leningrad. (in Russian)
4. Bulychev N.S., Fotieva N.N., Streltsov E.V., 1986. Design and calculation of lining of capital workings. Nedra, Moscow. (in Russian)
5. Vasenin V.A., Shashkin A.G., 2018. Settlements of buildings on soft clayey soils (on the example of development of Saint Petersburg). Geotechnics, Vol. X, No. 4, pp. 32–44. (in Russian)
6. Dandurov M.I., Korolkov N.M., 1962. Maintenance and reconstruction of tunnels. All-Union Publishing and Printing Association of the Ministry of Railways, Moscow. (in Russian)
7. Kaufman L.L., Lysikov B.A., Zapolova K.I., Sirachev I.Zh., 2010. Experience in assessing the risks of underground construction. Science and transport progress. Dnepropetrovsk National University of Railway Transport Bulletin, No. 32, pp. 55–60. (in Russian)
8. Kozin E.G., 2003. Analysis of the operation of the tunnel lining according to the data of repeated leveling on the Obukhovo-Rybatskoye section of the Saint Petersburg metro. Tula State University Bulletin, Vol. 1, pp. 137–141. (in Russian)
9. Kulagin N.I., 2019. The main scientific and technical results of the design and construction of BAM tunnels. Metro and tunnels, No. 2, pp. 18–23. (in Russian)
10. Lebedev M.O., 2019. The stress-strain state of the lining of the transport tunnel during construction and operation. Design, construction and operation of complexes of underground structures, Materials of the VI International Conference, Yekaterinburg, 2019, pp. 25–32. (in Russian)
11. Lebedev M.O., Balykin V.V., 2006. Mining and environmental monitoring by the example of the Big Loop Tunnel. Metro and tunnels, No. 6, pp. 27–29. (in Russian)
12. Lebedev M.O., Romanovich K.V., 2019. Engineering-geophysical studies in the reconstruction of underground structures. Mountain Information and Analytical Bulletin, No. 5, pp. 97–110. (in Russian)
13. Limanov Yu.A., Podchekaev V.A., Korolkov N.M., Merinov I.I., 1976. Maintenance and reconstruction of tunnels. Transport, Moscow. (in Russian)

14. Merkin V.E., Kolin D.I., Chebotaev V.V., 1984. Methodological recommendations for calculating the temporary support of tunnel workings. Publishing house of the All-Russian Research Institute of Transport Construction, Moscow. (in Russian)
15. Tsygankov D.A., 2018. Quality assessment of rock massif and choice of construction for tunnel line. Transport construction, No. 11, pp. 6–9. (in Russian)
16. Avagnina N., Bianchi G.W., Cena E., 2019. Risk assessment for maintenance planning in an old service tunnel. Proceedings of World Tunnel Congress, Italy, 2019, pp. 4669–4677.
17. Fava A.R., Ghidoli M., Carli L., Galvanin P., 2019. Refitting strategies for Italian historical railway tunnels. Proceedings of World Tunnel Congress, Italy, 2019, pp. 2071–2080.
18. Firmi P., Iacobini F., Pranno A., Matera C., 2019. Tunnel damage management F system: an application for Italian railway tunnels. Proceedings of World Tunnel Congress, Italy, 2019, pp. 2090–2099.
19. Fortunato D., Barbieri G., 2019. Tunnels widening and renewal using precast lining: The Swiss Rhaetian railway construction method applied to tunnel Mistail. Proceedings of World Tunnel Congress, Italy, 2019, pp. 2100–2108.
20. Kohlbock B., Weinmar W., Hartleitner K., 2018. Design and construction challenges of the refurbishment of the 110-year-old Bosruck rail tunnel, Austria. Proceedings of ITA — AITES World Tunnel Congress, Dubai, UAE, 2018, pp. 1144–1157.

### **Информация об авторах**

#### **ЛЕБЕДЕВ МИХАИЛ ОЛЕГОВИЧ**

Заместитель генерального директора по научно-исследовательской работе ОАО «Научно-исследовательский, проектно-изыскательский институт "Ленметрогипротранс"», к.т.н., г. Санкт-Петербург, Россия

#### **РОМАНЕВИЧ КИРИЛЛ ВИКТОРОВИЧ**

Старший научный сотрудник научно-исследовательского отдела ОАО «Научно-исследовательский, проектно-изыскательский институт "Ленметрогипротранс"», к.т.н., г. Санкт-Петербург, Россия

### **Information about the authors**

#### **MIKHAIL O. LEBEDEV**

Deputy General Director for Scientific-Research Work, "Lenmetrogioprotrans" OJSC, PhD (Candidate of Science in Technics), Saint Petersburg, Russia

#### **KIRILL V. ROMANEVICH**

Senior research scientist of the Scientific-Research Department, "Lenmetrogioprotrans" OJSC, PhD (Candidate of Science in Technics), Saint Petersburg, Russia



Из фототеки авторов