## **РОССИЙСКАЯ АКАДЕМИЯ НАУК** СИБИРСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ

2022

УДК 624.19

## ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ЗАБОЯ В ПЛОТНЫХ ГЛИНАХ

М. О. Лебедев<sup>1</sup>, М. А. Карасев<sup>2</sup>, Н. А. Беляков<sup>2</sup>, Л. А. Басова<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Научно-исследовательский, проектно-изыскательский институт "Ленметрогипротранс", E-mail: MLebedev@lmgt.ru, ул. Большая Московская, д. 2, 191002, г. Санкт-Петербург, Россия <sup>2</sup>Санкт-Петербургский горный университет,

E-mail: Karasev\_MA@pers.spmi.ru, Belyakov\_NA@pers.spmi.ru, s205051@stud.spmi.ru, Васильевский остров, 21 линия, д. 2, 199106, г. Санкт-Петербург, Россия

Рассматриваются возможности снижения деформаций породного массива в окрестности подземных сооружений за счет внедрения опережающего крепления забоя тоннелей, сложенных аргиллитоподобными глинистыми породами. Для оценки эффективности упрочнения пород выполнен ряд расчетов в пространственной постановке. Обсуждается влияние следующих параметров на развитие деформаций породного массива впереди забоя: длина анкеров, жесткость системы анкерного крепления, схема расположения анкеров. В качестве дополнительного фактора отмечено воздействие механических характеристик аргиллитоподобных глинистых пород. По результатам исследований установлено, что наибольшее влияние на развитие деформаций породного массива оказывают схема крепления анкеров и общая жесткость системы. Определены эффективные параметры опережающего анкерного крепления.

Тоннели, деформации породы, опережающее крепление забоя, стеклопластиковые анкеры, численное моделирование

DOI: 10.15372/FTPRPI20220207

Строительство подземных сооружений всегда сопряжено с развитием деформаций породного массива в их окрестности, что в дальнейшем проявляется в виде оседания земной поверхности. Одной из основных задач при проектировании подземных сооружений является разработка таких конструктивных и технологических решений, которые бы обеспечивали снижение негативного влияния строительства на объекты городской застройки [1–3].

Устойчивость проходческого забоя — одна из важнейших задач при строительстве подземных сооружений. Так, в [4-6] показано, что в 45% случаев аварии на стадии строительства происходят именно в результате потери устойчивости пород в призабойной зоне. Повышения устойчивости можно добиться за счет различных инженерных решений. Однако при строительстве подземных сооружений в городской среде необходимо не только обеспечить устойчивость пород впереди забоя, но и минимизировать развитие деформаций породного массива в его окрестности. На практике решение данной задачи реализуется на основании применения опережающего анкерного крепления, в некоторых случаях совместно с формированием экрана из труб.

№ 2

Метод строительства тоннелей под защитой экрана из труб неплохо себя зарекомендовал в условиях слабых неустойчивых пород. Как показали исследования, устойчивость забоя при строительстве подземного сооружения в значительной степени повышалась. Это продемонстрировано на основании результатов натурных наблюдений [7, 8], в [9-11] — центробежного и в [12-14] — математического моделирований. Как показали исследования, эффективность экрана из труб по сравнению с опережающим анкерным креплением для стабилизации деформаций впереди забоя не столь высока [14, 15]. Для рассмотренных в публикациях инженерногеологических условий система в виде экрана из труб и опережающего анкерного крепления позволила снизить деформации земной поверхности более чем в 2 раза. Однако вклад экрана из труб составил всего 10-15%, в то время как опережающего анкерного крепления — 85-90%.

В настоящей работе основное внимание уделено вопросам снижения деформаций породного массива в окрестности подземного сооружения за счет применения опережающего анкерного крепления. Его эффективность зависит от ряда параметров, таких как длина анкеров, жесткость отдельного анкера, количества анкеров и схемы их расположения по сечению тоннеля, параметров опережающих скважин и многих других [16]. Численные значения параметров зависят от инженерно-геологических условий, а также требований, предъявляемых к ограничению развития деформаций породного массива. Для установления влияния данных параметров на стабилизацию деформаций породного массива использовалось численное [17–20] и центробежное моделирования [10, 21]. Результаты исследований показали, что схема расположения анкеров по сечению подземного сооружения и осевая жесткость крепления оказывают наибольшее влияние на деформацию породного массива. Продемонстрировано, что опережающее анкерное крепление может эффективно применяться для стабилизации деформаций породного массива в песках, слабых и твердых глинистых породах.

Отмечено, что значение критической осевой жесткости системы опережающего крепления обусловлено инженерно-геологическими условиями и размерами поперечного сечения подземного сооружения. Критическая жесткость системы опережающего крепления не зависит от плотности расстановки анкеров, т. к. при достижении определенной плотности последующее ее увеличение не приводит к снижению смещений в призабойной части тоннеля. Деформирование пород впереди тоннеля уже происходит в условно линейной стадии деформирования. В [18] установлено, что осевая жесткость системы опережающего крепления равна 195 кН при плотности расстановки анкеров 0.75 и 1.25 шт./м<sup>2</sup>. Схожие результаты представлены в [22]. Показано, что опережающие анкеры с заданной осевой жесткостью рекомендуется равномерно распределять по всей поверхности забоя, а не устанавливать их только в центральной его части.

## ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ОПЕРЕЖАЮЩЕЙ АНКЕРНОЙ КРЕПИ В ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ САНКТ-ПЕТЕРБУРГА

Инженерно-геологические условия Санкт-Петербурга обусловлены следующими особенностями, которые необходимо учитывать при строительстве подземных сооружений. Верхние слои породы представлены четвертичными отложениями, включающими водонасыщенные пески и слабые глинистые породы. Ниже практически под всей территорией города располагаются протерозойские отложения, которые представлены аргиллитоподобными глинистыми породами. Подстилающими породами являются водонасыщенные песчаники с прослоями глинистых пород, опирающиеся на кристаллические. Протерозойские глины относятся к аргиллитоподобным глинистым породам, структура которых на микроуровне слоистая. Они обладают анизотропией механических свойств — прочностными и деформационными. В этих породах осуществляется строительство подземных сооружений метрополитена. Средняя глубина заложения объектов составляет 65 м от поверхности земли. При этом минимальная мощность аргиллитоподобных глин составляет не менее 15–20 м над сводом тоннелей метрополитена. Деформационные свойства глинистых пород значительно выше деформационных показателей четвертичных отложений (модуль деформации аргиллитоподобных глин 150–200 МПа, усредненный модуль деформации четвертичных отложений 15 МПа) [23].

При строительстве метрополитена осуществляется мониторинг развития деформаций породного массива, непосредственно примыкающего к подземному сооружению. На основании геодезических замеров оседания зданий, попадающих в зону влияния строительства станции метрополитена, контролируются деформации земной поверхности. Дополнительно выполняются исследования по замерам фактических продольных деформаций пород впереди забоя. Метод опережающего анкерного крепления использован при строительстве станции "Большой проспект" Лахтинско-Правобережной линии (рис. 1).



Рис. 1. Основные сведения о станции метрополитена "Большой проспект": a — схема расположения объекта (l — центральный тоннель; 2 — боковые тоннели; 3 — пилоны);  $\delta$  — схема экспериментального участка (l — датчики деформаций; 2 — опережающие анкеры; 3 — обделка); e — оседание земной поверхности над станцией метрополитена (пунктирные линии — подземные сооружения; сплошные — здания на поверхности земли; вертикальные смещения в миллиметрах); e — зависимость продольной силы в призабойной зоне центрального станционного тоннеля от расстояния до забоя

"Большой проспект" — станция пилонного типа, состоит из одного среднего станционного тоннеля диаметром 9.8 м и двух боковых диаметром 8.5 м. Боковые тоннели пройдены пилоттоннелями диаметром 5.63 м с переборкой после проходки среднего станционного тоннеля. Средний станционный тоннель пройден на полное сечение эректорным способом с устройством фиберглассовых анкеров опережающего крепления забоя.

В соответствии с принятой технологией строительства сначала разрабатывался первый пилот-тоннель при помощи проходческого комплекса КТ-1-5.6, затем — средний станционный тоннель. С отставанием от забоя не менее 30 м выполнялась переборка на полное сечение первого бокового тоннеля, а после окончания проходки среднего станционного тоннеля — сооружение по описанной схеме второго бокового тоннеля. Станция строится в коренных глинах, толща которых над станцией составляет не менее 25 м.

В тоннеле диаметром 9.8 м устройство анкеров выполнено по двум радиусам — 1.63 и 3.26 м с размещением 10 и 28 анкеров соответственно. В каждой скважине устанавливалось по 2 стержня из композитной арматуры диаметром 32 мм с последующим заполнением раствором (рис. 2). С учетом анкера по центральной оси тоннеля общее количество анкеров в забое составило 39 шт. или 0.52 шт./м<sup>2</sup>.



Рис. 2. Схема размещения датчиков по длине анкера и его конструкция: 1 — сборная железобетонная обделка; 2 — торцевая бетонная стена в забое тоннеля для устройства анкеров; 3 — фиберглассовые анкеры; 4 — датчики в анкере; 5 — радиусы, по которым выполнено устройство анкеров; 6 — стержни из композитной арматуры; 7 — трубка для подачи раствора; 8 — тело скважины, заполненной раствором

Для исследований напряженно-деформированного состояния анкеров и вмещающего массива центральный анкер оснащен датчиками — струнными динамометрами. Стержни из композитной арматуры заменены на арматурные 25 А-Ш. После установки анкеров в проектное положение и последующей разработки забоя по датчикам выполнялись измерения, результаты которых показаны на рис. 3.

Усилия в анкерах на глубине до 14 м начинают формироваться сразу после демонтажа торцевой бетонной стены в начале проходки, что соответствует 2.8*R* (радиус тоннеля). Скорость проходки составляла одно кольцо в сутки. Максимальные значения нормальной силы по датчику на глубине 12 м зафиксированы, когда забой тоннеля располагался в двух метрах от него. С этого момента за 3 дня было смонтировано только одно кольцо. Это повлияло на развитие пластических деформаций впереди забоя, что отмечено по датчикам на глубинах 14 и 16 м. По датчику на глубине 14 м происходит снижение усилий, а на глубине 16 м — уменьшение приращения растягивающих усилий. Следовательно, снижение скорости проходки до одного кольца за трое суток приводит к формированию пластических деформаций впереди забоя на глубину 1.0*R*. Последующий возврат к первоначальной скорости проходки показывает также возврат и к прежней скорости увеличения растягивающих усилий в анкерах.



Рис. 3. Кривые формирования усилий в анкере: датчик на глубине 1 — 12 м; 2 — 14 м; 3 — 16 м

Резкая потеря усилий по датчикам фиксируется при расположении забоя тоннеля на расстоянии одного кольца — 0.75 м. Однако отмечаются и промежуточные кратковременные снижения усилий (в датчике на глубине 16 м) с последующим их ростом, связанным с остановкой на монтаж очередного кольца и оставшейся длины анкера в массиве, равной 6 метрам. Пересчет на деформации показывает удлинение анкера до 8 мм. На такое же расстояние происходит смещение забоя.

По результатам исследований построен график изменения горизонтальных смещений впереди забоя в зависимости от расстояния до забоя в долях от радиуса тоннеля (рис. 4). Характер изменения горизонтальных смещений аналогичен результатам исследований при сооружении руддвора и венттоннеля [24]. Отличием является более раннее начало работы анкеров и более динамичное приращение горизонтальных смещений (в процентном отношении от конечных значений) в интервале (1.5-2.5)h, м. Приведенное расстояние от плоскости измерения смещений до забоя численно равно произведению этого показателя на радиус тоннеля R. На это воздействуют две причины — нелинейная зависимость вступления в работу анкеров от радиуса тоннеля и влияние предварительной проходки боковых пилот-тоннелей на изменение напряженно-деформированного состояния вмещающего массива.



Рис. 4. Характер изменения горизонтальных перемещений массива впереди забоя для среднего станционного тоннеля диаметром 9.8 м (*a*) (1 — датчик на глубине 12 м; 2 — 14 м; 3 — 16 м) и для руддвора вписанным диаметром 6.8 м (б)

Снижение скорости проходки среднего станционного тоннеля в интервале колец № 1445–145, отчетливо отражается на графиках. При постоянной скорости проходки (0.75 м — одно кольцо в сутки) получаем "эталон" зависимости — кривая *1*, а при снижении скорости проходки эти зависимости сильно деформируются.

# РАЗРАБОТКА ЧИСЛЕННЫХ МОДЕЛЕЙ РАЗВИТИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ В МАССИВЕ

Для изучения развития деформаций в призабойной зоне выполнено построение ряда численных моделей, которые включали в себя систему взаимодействия "тоннель – опережающая крепь – породный массив". Принято, что естественное напряженное состояние вмещающего массива подчиняется гравитационному закону с учетом формированного к моменту проходки тоннеля переуплотнения глин, коэффициент бокового давления основного расчетного слоя в диапазоне 0.75 – 1.25 с шагом 0.25.

Несмотря на анизотропию структуры протерозойских глинистых пород, механическая модель деформирования породного массива рассмотрена как изотропная, упругопластическая, основанная на условии пластичности Кулона – Мора. Параметры механических характеристик пород приняты в направлении перпендикулярном слоистости. Далее механическое поведение глинистых пород идеализировалось в рамках трансверсально-изотропной упругопластической модели деформирования среды, разработанной авторами настоящей работы [25].

Численная модель включает три типа элементов (рис. 5). Сплошные элементы отвечают за механическое поведение породного массива, элементы типа "оболочка" — за механическое поведения обделки подземного сооружения, балочные элементы — за механическое поведение опережающего анкерного крепления. При выполнении расчетов принято, что анкеры опережающей крепи выполнены из стеклопластика с модулем упругости 70 ГПа и пределом прочности на растяжение 1100 МПа.

Взаимодействие между стеклопластиковыми анкерами, и породным массивом, моделируемым в виде сплошных элементов, задавалось через набор специальных уравнений связи, которые объединяют степени свободы стержневых и сплошных элементов в единую матрицу жесткости. Уравнения взаимодействия между стержневым и сплошным элементами определяется как

$\left(t_{s}\right)$	)	$\int K_s$	0	0 ]	$\left( u_{s}^{p}-u_{s}^{s} \right)$	
$t_n$	=	0	$K_{s}$	0	$u_p^p - u_p^s$	,
$\left(t_{t}\right)$	)	0	0	$K_{s}$	$\left( u_t^p - u_t^s \right)$	

где  $t_s$  — касательные напряжения на контакте анкера с грунтовыми массивом;  $t_n$ ,  $t_t$  — нормальные напряжения на контакте анкера с грунтовым массивом;  $u^p$ ,  $u^s$  — соответственно перемещения анкера и грунтового массива;  $K_s$  — сдвиговая жесткость,  $K_n$ ,  $K_t$  — нормальная жесткость контакта анкера с грунтовым массивом.

Жесткость в нормальном направлении рассматривается в рамках теории линейной упругости, в то время как сдвиговая жесткость системы подчиняется линейному закону вплоть до достижения предельных напряжений  $T_{\rm max}$ . После этого на контакте формируются пластические деформации, а смещения узловых точек стержневых элементов перестают совпадать со смещениями узловых точек породного массива. Предельные напряжения, отнесенные к площади поверхности элемента, составляют

a

$$T_{\max} = (\sigma_n^{avg} \operatorname{tg} \varphi_i + c_i) \pi D_{ea}$$

где  $\varphi_i$ ,  $c_i$ ,  $\sigma_n^{avg} = 0.5(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})$  — соответственно угол внутреннего трения, сцепление, средние напряжения на контакте анкера с породным массивом;  $D_{ea}$  — эквивалентный диаметр (для круглого сечения принимается равным фактическому диаметру).

б



Рис. 5. Численная модель взаимодействия опережающего анкерного крепления и породного массива: *a* — общий вид модели; *б* — участок породного массива, упрочненный опережающей анкерной крепью; *l* — участок тоннеля с обделкой; *2* — расстояние от забоя до участка ввода обделки в работу; *3* — участок породного массива, усиленный опережающими анкерами

Граничные условия, принятые при выполнении численного моделирования, — смещения по граням модели в нормальном к ним направлении запрещены. Последовательность выполнения численного моделирования при оценке развития деформаций забоя следующая:

• первый этап — формирование начального поля напряженного состояния породного массива;

• второй этап — расчет изменения напряженно-деформированного состояния породного массива в результате последовательной деактивации сплошных элементов, отвечающих за работу породного массива в зоне экскавации пород и активации элементов, характеризующих обделку;

• третий этап — активация элементов, отвечающих за работу опережающей анкерной крепи и моделирование изменений напряженно-деформированного состояния системы "породный массив – опережающая анкерная крепь – постоянная обделка" в процессе последующего строительства подземного сооружения.

#### РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННЫХ РАСЧЕТОВ

Оценка развития геомеханических процессов в окрестности забоя выполнена в следующей постановке. На глубине H от поверхности земли располагается тоннель. Расстояние установки обделки от забоя изменяется от 0 до 4 м с шагом 2 м. Глубина заложения тоннеля от 60 до 100 м с шагом 20 м. Коэффициент бокового давления принят равным 0.75, 1.0, 1.25. Модуль деформации породы варьируется от 50 до 300 МПа. Результаты расчетов представлены на рис. 6 в виде зависимостей изменения радиальных и продольных смещений породного контура при различных характеристиках пород. Оба фактора существенно влияют на развитие как радиальных, так и продольных смещений породного контура наблюдается в диапазоне изменения модуля деформации 50-200 МПа, дальнейшее увеличение модуля деформации не оказывает активного влияния на развитие деформаций.



Рис. 6. Результаты расчета деформаций породного контура тоннеля на глубине 60 м: a — радиальные смещения контура породного обнажения в месте ввода обделки в работу;  $\delta$  — продольные смещения поверхности забоя тоннеля

Для установления эффективной зоны применения опережающего анкерного крепления выполнен параметрический расчет влияния параметров анкерного крепления на развитие геомеханических процессов в призабойной зоне тоннеля. Жесткость системы анкерной крепи изменялась от 750 до 3000 MH, что соответствовало стандартной схеме расположения скважин. Количество стеклопластиковых стержней диаметром 25 мм изменялось от 1 до 4, модуль деформации 50–300 МПа. Все расчеты выполнены для глубины заложения тоннеля 60 м.

Для оценки развития деформаций породного массива приняты: локальные деформации, возникаемые между анкерами; глобальные деформации, характеризующие смещение породного массива в сторону выработанного пространства; граничное значение — деформации, получаемые при рассмотрении породного массива как упругой среды.

Результаты расчетов (рис. 7) показывают, что применение опережающего крепления позволяет в значительной степени снизить развитие продольных деформаций в забое тоннеля. Чем ниже модуль деформации породного массива, тем более значимое воздействие оказывает опережающее анкерное крепление. Видно, что для рассмотренных условий строительства тоннеля показатель, характеризующий упрочнение породного массива за счет армирования его опережающими анкерами, может изменяться от 1.2 до 8.8 раз.

Оценка влияния схемы крепления на развитие геомеханических процессов в призабойной зоне выполнялось следующим образом. Приняты три варианта схем опережающего крепления (рис. 8), результирующая осевая жесткость которого для каждого из вариантов крепления одинакова и определяется по следующей формуле:

$$K_{\text{п.кр.}} = N_{\text{скв}} n_{\text{анк}} E_{\text{анк}} A_{\text{анк}},$$

где  $N_{c \kappa B}$  — количество скважин на забой тоннеля;  $n_{a h \kappa}$  — количество стержней, располагаемых в каждой скважине;  $E_{a h \kappa}$  — модуль упругости материала стержня;  $A_{a h \kappa}$  — площадь поперечно-го сечения стержня.

Для обеспечения одинаковой результирующей жесткости изменялось количество стержней, расположенных в каждой из скважин, при этом диаметр стержней не изменялся. Первая схема включала 23 скважины, вторая — 43, третья — 88.

Основные показатели опережающего крепления забоя тоннеля для каждой из схем сведены в таблице. Результирующая жесткость системы опережающего анкерного крепления для всех рассмотренных расчетных схем в среднем составляет 2 355 MH.



→ Локальные смещения забоя Смещения забоя ----- Граничные значения Рис. 7. Развитие продольных смещений поверхности забоя: *a*−*c* — модуль деформации породного массива соответственно 50, 100, 200 и 300 МПа в направлении перпендикулярном слоистости



Рис. 8. Варианты схем опережающего крепления забоя тоннеля: *а* — первая схема; *б* — вторая; *в* — третья

Вариант схемы крепления	Количество скважин, шт.	Количество скважин на 1 м <sup>2</sup> сечения тоннеля	Количество стержней в каждой из скважин	Количество рядов скважин	Среднее расстояние между скважинами в ряду, м
1	25	0.32	4	2	2.0
2	48	0.61	2	3	1.4
3	94	1.20	1	5	0.8

Сравним развитие деформаций породного контура тоннеля в призабойной области (рис. 9). Как видно, продольные смещения (глобальные) для трех рассмотренных схем приблизительно равны. Незначительное отличие связано с тем, что глобальные смещения тем меньше, чем выше жесткость одного анкера, которая максимальна при первой схеме (4 стержня в одной сква-

жине) и минимальная в третьей схеме (1 стержень в одной скважине). Радиальные смещения во второй и третьей схемах сопоставимы. На первой схеме расположения опережающих анкеров радиальные смещения выше в 1.3 раза. Осевая жесткость анкеров опережающей крепи не единственный фактор, определяющий продольные смещения забоя. Развитие продольных смещений также связано с длиной анкеров, со схемой и со средней плотностью их расстановки.

Оценка влияния длины опережающих анкеров на развитие геомеханических процессов в призабойной зоне тоннеля позволяет определить эффективный размер перехлеста опережающих анкеров исходя из фактора сдерживания развития деформаций породного массива. Для определения эффективной длины опережающих анкеров выполнен ряд расчетов, в которых рассматривалось развитие геомеханических процессов при различной длине опережающих анкеров. В каждой расчетной модели длина опережающих анкеров изменялась от 2 до 12 м с шагом 2 м. Диаметр тоннеля принимался равным 10 м. Напряженное состояния породного массива соответствовало глубине 60 м от поверхности земли, модуль деформации 100 МПа.



Рис. 9. Развитие продольных (*a*) и радиальных смещений (б) по длине породного массива призабойной зоны и картина результирующих абсолютных деформаций, м (*в*)

Выполненные исследования позволили установить, что весомый эффект от опережающего анкерного крепления появляется только тогда, когда длина анкеров достигает 4 м, что соответствует  $0.4D_{\rm T}$  (рис. 10). При длине анкеров менее 2 м ( $0.2D_{\rm T}$ ) упрочняющий эффект проявляется незначительно. Изменение деформаций породного массива практически прекращается, как только длина опережающих анкеров достигает 6 м ( $0.2D_{\rm T}$ ). Дальнейшее увеличение длины опережающих анкеров не оказывает практически никакого влияния на рост продольных деформа-

ций породного массива. Необходимо отметить, что картина развития локальных и глобальных смещений поверхности забоя тоннеля синхронизирована, наблюдается одинаковый характер изменения продольных деформаций по мере увеличения длины анкеров.

Необходимо отметить, что, несмотря на стабилизацию деформации после увеличения длины анкеров до 0.6 диаметра тоннеля, пластические деформации все еще активно развиваются вплоть до достижения длины опережающих анкеров, равной 8 м, т. е. до  $0.8D_{\rm T}$ . Развитие пластических деформаций негативно влияет на устойчивость пород. Увеличение микротрещин потенциально может привести к снижению локальной устойчивости пород между опережающими анкерами. Продольные деформации породного массива снижаются приблизительно в 2.5 раза.



Рис. 10. Оценка влияния длины опережающих анкеров на развитие геомеханических процессов: *a* — продольные смещения забоя тоннеля (*l* — локальные; 2 — глобальные); *б* — пластические деформации

Результаты проведенных исследований по оценке развития геомеханических процессов в призабойной зоне тоннеля позволили установить следующее:

— анкеры выполняют свою функцию при остатке длины анкеров в массиве на глубину, равную 1.2*R*. По расчетам, напряжения в анкерах до 194 МПа для одного металлического стержня диаметром 25 мм в скважине;

— существуют критические механические характеристики пород, превышение которых ограничивает развитие деформаций породного массива, в этом случае воздействие на породы призабойной зоны тоннеля не требуется;

— развитие геомеханических процессов в призабойной зоне тоннеля зависит от характеристик опережающего крепления забоя тоннеля;

— минимально необходимая плотность расстановки анкеров составляет 0.5-0.6 анкеров на 1 м<sup>2</sup> сечения тоннеля. Практически полностью удается справиться с локализацией деформаций (формирования локальных зон вывала пород) при плотности расстановки анкеров 0.8 на 1 м<sup>2</sup> и более;

— жесткость системы опережающего анкерного крепления должна быть не менее 1000 кН;

— минимальная длина перехлеста опережающих анкеров по фактору развития деформаций составляет не менее 0.6 диаметра тоннеля;

— минимальная длина перехлеста опережающих анкеров по фактору снижения воздействия на породный массив — 0.8 диаметра тоннеля;

— минимальная длина опережающих анкеров, без учета длины закрепления анкера в породный массив, за пределы зоны обрушения пород — 1/3 – 1/4 диаметра тоннеля;

— эффективность опережающего анкерного крепления резко возрастает по мере удаления ввода обделки в работу. Радиальные смещения породного контура за счет введения опережающей анкерной крепи при вводе обделки в работу непосредственно под забой тоннеля снижаются в 0.66 раза. На расстоянии 1/5 диаметра тоннеля радиальные смещения уменьшаются в 0.79 раза. На расстоянии 0.4 диаметра тоннеля — в 0.91 раза. Дальнейшее увеличение расстояния до ввода обделки в работу приводит к исключению влияния опережающего анкерного крепления на развитие радиальных деформаций по длине тоннеля. Таким образом, опережающее крепление является эффективным с точки зрения контроля за развитием радиальных деформаций породного массива при вводе обделки на расстояние не более 1/5 диаметра тоннеля. При этом эффективность с точки зрения развития продольных деформаций и обеспечения устойчивости пород в призабойной зоне сохраняется и при вводе обделки в работу на расстоянии, значительно превышающем 1/5 диаметра тоннеля;

— эффективность опережающего анкерного крепления тем выше, чем выше размер зоны пластических деформаций породного массива.

### выводы

Разработана общая методика выбора и обоснования параметров крепления забоя тоннеля анкерами, базирующаяся на применении численных методов. В частности, обозначен общий алгоритм выполнения расчетов опережающей анкерной крепи.

Установлены факторы, оказывающие влияние на устойчивость подземного сооружения, развитие деформаций в окрестности породных обнажений и выбор параметров опережающего крепления. К ним относятся: плотность размещения анкеров опережающей крепи на забое, схема размещения анкеров на забое, длина анкеров, деформационно-прочностные свойства пород вмещающего массива, расстояние от забоя до места ввода тоннельной обделки в работу.

Результаты исследования позволяют заключить, что при правильном подборе параметров, а также при корректной последующей технологической реализации крепь призабойной зоны из стеклопластиковых анкеров способна эффективно выполнять роль опережающей крепи для породных обнажений большой площади в слабых породах, склонных к формированию пластических деформаций.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1. Новоженин С. Ю. Оценка напряженно-деформированного состояния массива горных пород при строительстве эскалаторного тоннеля станции метро "Адмиралтейская" Санкт-Петербургского метрополитена // Зап. горн. ин-та. 2012. Т. 196. С. 84–88.
- **2.** Господариков А. П., Максименко М. В. Об одном подходе к исследованию напряженнодеформированного состояния массива горных пород с учетом нелинейного характера процесса их деформирования // Зап. горн. ин-та. — 2013. — Т. 205. — С. 60–63.
- **3.** Деменков П. А., Голдобина Л. А., Трушко О. В. Метод прогноза деформации земной поверхности при устройстве котлованов в условиях плотной городской застройки с применением способа "стена в грунте" // Зап. горн. ин-та. 2018. Т. 233. С. 480–486.
- **4. Spackova O.** Risk management of tunnel construction projects, Doctorial Thesis, Czech technical University in Prague, 2012. 180 p.
- 5. Catalogue of Notable Tunnel Failures Case Histories (up to April 2015).
- 6. HSE (Health & Safety Executive). The risk to third parties from bored tunnelling in soft ground research report 453. Health & Safety Executive, HSE Books, Sudbury, Suffolk, GB, 2006.

- Ocak I. Control of surface settlements with umbrella arch method in second stage excavations of Istanbul Metro. Tunn. Undergr. Space Technol., 2008, Vol. 23. — P. 674–681.
- 8. Wang Z., Wang L. Z., Wan J. C., and Li L. L. Case study on the rehabilitation of a damaged underwater tunnel in the construction phase, J. of Performance of Constructed Facilities, 2014.
- **9. Hisatake M. and Ohno S.** Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face, Tunn. Undergr. Space Technol., 2008, Vol. 23. P. 120–127.
- Juneja, A., Hegde, A., Lee, F. H., and Yeo C. H. Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling, Tunn. Undergr. Space Technol. 2010, Vol. 25. — P. 377-381.
- 11. Wong K. S., Ng C. W. W., Chen Y. M., and Bian X. C. Centrifuge and numerical investigation of passive failure of tunnel face in sand, Tunn. Undergr. Space Technol., 2012, Vol. 28. P. 297–303.
- 12. Aksoy C. O. and Onargan T. The role of umbrella arch and face bolt as deformation preventing support system in preventing building damages, Tunn. Undergr. Space Technol., 2010, Vol. 25. P. 553–559.
- 13. Zhang Z. Q., Li H. Y., Liu H. Y., Li G. J., and Shi X. Q. Load transferring mechanism of pipe umbrella support in shallow-buried tunnels, Tunn. Undergr. Space Technol., 2014, Vol. 43. P. 213–221.
- 14. Kamata H. and Mashimo H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting, Tunn. Undergr. Space Technol., 2003, Vol. 18. P. 205–212.
- **15.** Jahangir E. and Monnet A. Preliminary 3D modelling of structural behaviour of face bolting and umbrella arch in tunneling, Technical Report January, 2014. DOI: 10.13140/2.1.4256.4169.
- Lunardie P. Design and construction of tunnels. Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS), Springer, 2008. — 577 p.
- 17. Yoo C. and Shin H. K. Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes laboratory and numerical investigation, Tunn. Undergr. Space Technol., 2003, Vol. 18. P. 303–319.
- Li B., Hong Y., Gao B., Qi T. Y., and Zhou J. M. Numerical parametric study on stability and deformation of tunnel face reinforced with face bolts, Tunn. Undergr. Space Technol., 2015, Vol. 47. — P. 73–80.
- Ng C. W. W. and Lee G. T. K. A three-dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilising tunnel faces, Comput. Geotech., 2002, Vol. 29. — P. 673–697.
- 20. Лебедев М. О. Карасев М. А., Беляков Н. А. Влияние крепления лба забоя тоннеля на развитие геомеханических процессов в породном массиве // Известия вузов. Горн. журнал. 2016. № 3. С. 24–32.
- Calvello M. and Taylor R. N. Centrifuge modelling of a spile-reinforced tunnel heading, Proc. Geotechnical Aspect Underground Construction Soft Ground, 1999. P. 313-318.
- 22. Li X. Z. Field and numerical investigation of open-face tunnelling in soft rock reinforced by face bolting, Ph. D. thesis, Chang'an University, China, 2007.
- Karasev M. A., Protosenya A. G., and Petrov D. N. Investigating mechanical properties of argillaceous grounds in order to improve safety of development of megapolis underground space, Int. J. Appl. Eng. Res., 2016, Vol. 11. — P. 8849–8956.
- 24. Безродный К. П., Салан А. И., Маслак В. А., Марков В. А., Лебедев М. О. Практика внедрения безосадочных технологий при строительстве Санкт-Петербургского метрополитена // Зап. горн. ин-та. 2012. Т. 199. С. 190–195.
- 25. Карасев М. А., Беляков Н. А. Прогноз деформаций земной поверхности при строительстве станций метрополитенов в твердых глинах // Изв. ТулГУ. Науки о Земле. 2016. № 1. С. 139–155.

Поступила в редакцию 21/V 2021 После доработки 10/II 2022 Принята к публикации 14/III 2022