

РАЗРАБОТКА МЕТОДА ПРОГНОЗА ДАВЛЕНИЯ ПРИГРУЗА ЗАБОЯ И ОСАДОК ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ МЕХАНИЗИРОВАННЫМИ ПРОХОДЧЕСКИМИ КОМПЛЕКСАМИ

А.Г.ПРОТОСЕНЯ, *д-р техн. наук, профессор, (812)328-86-26, kaf-sgp@mail.ru*

Н.А.БЕЛЯКОВ, *канд. техн. наук, ассистент, nikebel87@gmail.com*

ДО НГОК ТХАЙ, *аспирант, traidongoc@mail.com*

Национальный минерально-сырьевой университет «Горный», Санкт-Петербург, Россия

Целью работы является разработка метода прогноза осадок земной поверхности при строительстве тоннелей в сложных инженерно-геологических условиях мегаполисов.

Предложены и обоснованы экспериментально-аналитический и численный методы прогноза осадок земной поверхности при строительстве тоннелей механизированными проходческими комплексами с пригрузом забоя.

В качестве исходного условия для определения осадок экспериментально-аналитическим методом принят баланс объема оседания поверхности и объема дополнительно извлекаемого грунта из забоя тоннеля по сравнению с его величиной по проекту.

Выполнено сопоставление результатов расчета с результатами натуральных наблюдений за осадками земной поверхности при строительстве тоннелей механизированными проходческими комплексами с пригрузом забоя в различных странах.

Прогноз с применением численных методов выполнен в пространственной (3D) постановке с использованием модели упругопластического тела. Установлено соответствие результатов прогноза с натурными данными и с результатами аналитических подходов.

Методы прогноза могут быть использованы при геотехническом обосновании проектов строительства тоннелей в сложных инженерно-геологических условиях.

Ключевые слова: тоннель, осадки, забой, пригруз, грунт, поверхность.

Для строительства тоннелей в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях мегаполисов в нашей стране и за рубежом широко используются механизированные проходческие комплексы с пригрузом забоя. Их использование позволяет получить малые осадки грунтового массива и обеспечить сохранность поверхностных зданий и сооружений.

Для геотехнического обеспечения строительства тоннелей по трассе необходимо прогнозировать давление пригруза на лоб забоя и осадки земной поверхности. Прогноз давления пригруза и осадок земной поверхности при строительстве тоннелей может осуществляться с помощью экспериментально-аналитических методов и с использованием численных методов.

Рассмотрим вначале экспериментально-аналитические методы.

Для расчета давления пригруза забоя за рубежом нашли применение аналитические методы, подробный анализ которых выполнен в монографии [3, с.453]. Они различаются использованием различных описаний поверхностей деформирования. Анализ методов оценки устойчивости забоев тоннелей метрополитенов приведен в монографии [1, с.45].

В данной работе предлагается дальнейшее развитие методов прогноза устойчивости обнажений забоя тоннеля.

Постановка задачи: рассматривается горизонтальный тоннель диаметром D , сооружаемый на глубине H от земной поверхности. При слабых водонасыщенных грунтах массив способен переместиться в забой тоннеля под действием собственного веса. Впереди забоя образуется область предельного состояния. Тоннель сооружается с пригрузом забоя, воздействие которого моделируется давлением q , представленным на расчетной схеме (рис.1).

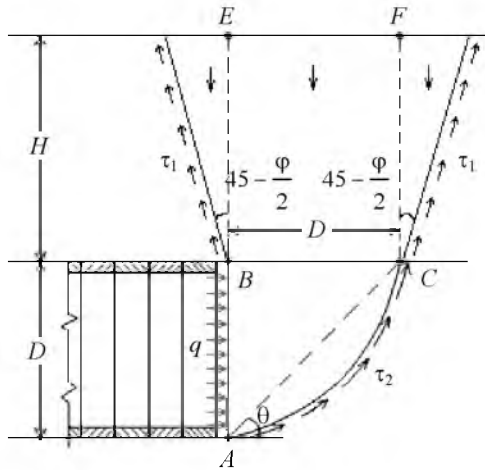


Рис.1. Схема смещений грунтового массива в забое тоннеля

Согласно расчетной схеме, зона сдвижения грунтового массива выше забоя выработки имеет форму усеченного конуса, а в плоском сечении представлена трапецией $EFCB$. Грунтовой массив смещается под действием собственного веса γ . Впереди забоя грунтовой массив смещается в выработку по поверхности скольжения.

В качестве показателя устойчивости забоя тоннеля принято отношение сил, препятствующих сдвигению грунтового массива в выработку, к силам, способствующим сдвигению:

$$F = \frac{\tau_1 + \tau_2 + c_1 + c_2 + p}{T}, \quad (1)$$

где τ_1 – сила трения по боковой поверхности сползающего массива грунта; τ_2 – сила трения по поверхности скольжения в забое AC ; c_1 – сцепление по боковой поверхности сползающего массива; c_2 – сцепление по наклонной поверхности AC ; p – сила, препятствующая перемещению грунта в забой от давления пригруза q ; T – сдвигающее усилие по поверхности AC в забой.

Найдем составляющие выражения (1) в проекциях на вертикальную ось.

Общий вес сползающего грунта по поверхности усеченного конуса

$$W = \gamma V,$$

где V – объем конуса,

$$V = \frac{1}{12} \pi H \left(D^2 + D \left[D + 2H \operatorname{tg} \left\{ 45 - \frac{\varphi}{2} \right\} \right] + \left[D + 2H \operatorname{tg} \left\{ 45 - \frac{\varphi}{2} \right\} \right]^2 \right);$$

D – диаметр тоннеля в черне; φ – угол внутреннего трения грунта; γ – удельный вес грунта.

Проекция силы трения по внешней поверхности сползающего грунта в форме конуса на вертикальную ось

$$\tau_1 = \gamma \frac{H}{2} \sin \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi S_{\text{бок}},$$

где $S_{\text{бок}} = \pi H \frac{D + H \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}$.

Проекция силы трения по наклонной поверхности сдвига AC

$$\tau_2 = W \cos \theta \operatorname{tg} \varphi,$$

где θ – угол наклона площадки сдвига.

Проекция сил сцепления на вертикальную ось

$$c_1 = c S_{\text{бок}} \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right),$$

где c – сцепление грунта.

Проекция силы сцепления c_2 по поверхности сдвига AC

$$c_2 = \frac{\pi D^2 C}{4 \cos \theta}.$$

Сила пригруза забоя

$$P = \frac{\pi D^2}{4} q,$$

где q – давление пригруза.

Проекция P на вертикальную ось находится с помощью коэффициента бокового распора $P_{\text{пр}}$:

$$P_{\text{пр}} = \frac{\pi D^2}{4} q \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (2)$$

Сила, сдвигающая в забой грунт по наклонной плоскости,

$$T = W \sin \theta.$$

После подстановки всех полученных выражений в соотношение (1), запишем его в виде

$$F = \frac{H}{2} \frac{\sin \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi}{\cos \theta} \frac{S_{\text{бок}}}{V} + \operatorname{ctg} \theta \operatorname{tg} \varphi + \frac{C \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{\gamma} \frac{S_{\text{бок}}}{V} + \frac{\pi D^2 C}{4W \cos \theta \sin \theta} + \frac{\pi D^2}{4W} \frac{q \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{\sin \theta}. \quad (3)$$

Величину предельного давления пригруза забоя $q_{\text{пр}}$ найдем из соотношения (2) при показателе $F = 1$, когда сдвигающие и удерживающие силы равны между собой. Тогда

$$q_{\text{пр}} = \frac{4}{\pi D^2 \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)} \left[\gamma V - 0,5 \gamma H \sin \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi S_{\text{бок}} - \gamma V \cos \theta \operatorname{tg} \varphi - C \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) S_{\text{бок}} - \frac{\pi D^2 C}{4 \cos \theta} \right]. \quad (4)$$

Приведем пример расчета. Исходные данные следующие: $H = 10$ м; $D = 10$ м; $c = 0,05$ МПа; $\gamma = 0,021$ МН/м³; $\theta = 45^\circ$; $\varphi = 18^\circ$; $q = 0$.

Расчет по формуле (3) показывает, что $F = 1,26$. Следовательно, величина сдвигающих сил меньше величины удерживающих сил, т.е. забой устойчив.

Рассмотрим результаты второго расчета, в котором угол внутреннего трения $\varphi = 10^\circ$. Тогда $F = 0,92 < 1$, т.е. в забое предельное состояние нарушается и грунтовый массив будет перемещаться в выработку.

Для удержания забоя необходим его пригруз, величину которого можно найти по формуле (4), приняв $F = 1$. Согласно расчету $q = 0,08$ МПа = $0,38 \gamma H$. По результатам математического моделирования $q = 0,35 \gamma H$. Сопоставление значений пригруза забоя, полученных по расчетной методике и по результатам математического моделирования, показывает их согласованность.

При анализе вертикального смещения в поперечном направлении мульду оседания земной поверхности можно описать функцией Гаусса, которая используется многими исследователями и вследствие этого получила широкое распространение:

$$S_v(x) = S_{v,\max} e^{-\frac{x^2}{2i_k^2}},$$

где $S_{v,max}$ – величина оседания земной поверхности над продольной осью тоннеля; x – расстояние от центра тоннеля до рассматриваемой точки; i_x – расстояние от центра тоннеля до точки перегиба. Максимальный наклон мульды оседания расположен в точке перегиба, которая отделяет зону выгиба от зоны прогиба.

Площадь, заключенная между начальным положением земной поверхности и кривой, описывающей характер ее оседания после проведения проходческих работ,

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v dx = i_x \sqrt{2\pi} S_{v,max}.$$

Из этой формулы следует, что

$$S_{v,max} = \frac{V_s}{i_x \sqrt{2\pi}}.$$

За рубежом для прогноза оседания земной поверхности при строительстве тоннелей с пригрузом забоя получил распространение экспериментально-аналитический метод, предложенный в работах [1, 2, с.140]. В этой методике для определения оседания земной поверхности при щитовой проходке введено понятие «потерянного объема» V_{sl} , извлекаемого из подземного пространства, т.е. объема грунта, извлекаемого дополнительно по сравнению с его величиной по проекту.

По данной методике расположение точки перегиба и максимальное значение оседания земной поверхности S_{max} и можно определить следующим образом:

$$L_{inf} = k_1 H,$$

где k_1 – коэффициент, определяющий расположение точки перегиба мульды оседания земной поверхности; H – расстояние от поверхности земли до центра тоннеля;

$$S_{max} = \frac{A_t V_L}{100 \sqrt{2\pi L_{inf}}}, \quad (5)$$

где A_t – площадь сечения тоннеля; V_L – потери объема.

Рекомендуемые значения коэффициента k_1 для различных типов грунтов и горных пород следующие:

Тип грунта или горной породы	k_1
Бесвязные грунты	0,3
Нормально уплотненные глины	0,5
Переуплотненные глины	0,6-0,7
Глинистый сланец	0,6-0,8
Кварцит	0,8-0,9

Значения коэффициента V_L зависят от технологии проведения тоннеля следующим образом:

Технология проведения тоннеля	V_L
С использованием механизированного проходческого комплекса с раскрытием тоннеля на все сечение	0,5-1,0
С поэтапным раскрытием сечения тоннеля	0,8-1,5

Определение оседания земной поверхности производится из материального баланса «потерянного объема» V_{sl} и объема оседания V_s земной поверхности над тоннелем:

$$V_s = V_{sl}. \quad (6)$$

Условие баланса выполняется для грунта, если он является недренированным (постоянный объем).

Если условия проведения тоннеля соответствуют дренированному состоянию, а грунты – это плотные пески, то значение V_s в общем случае будет меньше V_{sl} , т.е. имеет место эффект дилатансии. Для грубых расчетов можно принять, что $V_s \cong 0,7V_{sl}$.

В рыхлых грунтах, значение V_s может быть больше V_{sl} . Это связано с уплотнением грунтов, т.е. дилатансией обратного знака.

Исследования показали, что при производстве проходческих работ щитовыми комплексами с гидропригрузом забоя в песчаных и гравелистых грунтах, потери объема породы невелики ($V_L < 0,5\%$), в то время, как в глинистых грунтах они достигают 1-2% [2, с.149]. Эти данные не учитывают оседания длительного периода времени.

Потери объема породы для тоннеля диаметром 9,25 м, проводимого через плотные, мелкие пески, 0,2-0,9%. Глубина расположения тоннеля изменялась от 22 до 52 м. Величина V_L изменялась от 0,8-1,3% на участке мелкого заложения, глубина до поверхности от 4,1 до 7,2 м.

Потери объема грунта при строительстве тоннеля диаметром 9,48 м щитовым комплексом с гидропригрузом забоя в г.Каир (Египет), в песках плотных и средней плотности составили 0,2-1%. Глубина заложения тоннеля 16 м, ниже уровня подземных вод.

При строительстве тоннеля оседание земной поверхности впереди лба забоя составило $(0,25 \div 0,30)S_{\max}$. Обследования, проведенные при строительстве метрополитенов в Порто, Турине и высокоскоростной железной дороги в Болонье с использованием щитовых комплексов, показали, что оседание земной поверхности впереди лба забоя реализуется приблизительно на 20-25% от его максимальной величины [2, с.151].

Используя идею баланса (6), построим зависимости оседания земной поверхности при щитовой проходке тоннелей с пригрузом забоя.

Из анализа приведенных выше потерь породы следует, что основной вклад в объем потерь вносят радиальные перемещения породы в призабойной зоне. Тогда объем потерь на 1 м длины тоннеля

$$V_{sl} = 2\pi R U_r,$$

где R – радиус тоннеля в черне, м; U_r – радиальное перемещение контура тоннеля, м.

Радиальное перемещение тоннеля U_r найдем из решения линейной задачи геомеханики о деформировании грунтового массива вокруг тоннеля кругового очертания [1]:

$$U_r = \frac{R}{2G}(\gamma H - q),$$

где G – модуль сдвига грунтового массива, МПа; γ – удельный вес грунта, кН/м³; H – расстояние от центра тоннеля до земной поверхности, м; q – давление пригруза, МПа.

Из материального баланса объемов (6) следует, что максимальное оседание земной поверхности

$$S_{v,\max} = \frac{2\pi R U_r}{i_x \sqrt{2\pi}}. \quad (7)$$

Для нахождения параметра i_x , определяющего ширину мульды оседания в поперечном направлении и равному расстоянию от центра тоннеля до точки перегиба оседания земной поверхности, рассмотрим процесс деформирования грунтового массива.

Над тоннелем формируется область оседания грунтового массива с выходом на земную поверхность. Размеры этой области можно оценить с помощью методов механики грунтов. Область оседания грунтового массива ограничивается линией скольжения, которая расположена к вертикали под углом $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, где φ – угол внутреннего трения грунта, град.

Из геометрической схемы оседания грунтового массива над тоннелем следует, что

$$BC = H \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right),$$

тогда

$$i_x \cong R + H \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

В таблице обобщены результаты натуральных наблюдений за оседанием земной поверхности при строительстве тоннелей в зарубежных странах [1, с. 132].

Результаты натуральных наблюдений за оседанием земной поверхности, вызванным строительством тоннелей, по данным различных исследователей

Тоннель	Диаметр тоннеля, м	Расстояние от поверхности земли до оси тоннеля, м	Максимальное оседание поверхности земли, мм	Способ строительства тоннеля; инженерно-геологические условия
Barcelona railroad tunnel	11,2	30	5	Щит с грунтопригрузом забоя; глина и песок
Sudden Valley Sewer	1,43	9,12	43,0	Щит с грунтопригрузом; водонасыщенные пески
Madrid Underground (Section 1)	9,38	15,50	18,0	Щит с грунтопригрузом; пески и глина
Madrid Underground (Section 2)	9,38	17,00	21,2	
Val-de-Marna	3,35	7,75	5,3	Щит с гидропригрузом; суглинки, гравий и песок
Shanghai (Tunnel II)	11,2	24,50	17,9	Щит с гидропригрузом; суглинки
Lyon Metro, D line	6,27	16,40	13,5	Щит с гидропригрузом; мелкие глинистые пески и глины

Наиболее детальные натурные маркшейдерские наблюдения за осадками земной поверхности были получены при пересечении тоннелями зоны «Размыв» в Санкт-Петербурге. Тоннели через «Размыв» общей длиной около 1600 м пройдены механизированным комплексом ALPINE POLYSHIELD PDS 740-09/RM (ТПМК) с внешним диаметром фронтальной части 7385 мм и наружным тоннельной обделки 7100 мм. Комплекс представлял собой проходческий щит с механическим приводом и бентонитовым пригрузом забоя (величина пригруза достигала до 5 атм). Пространство между оболочкой щита и обделкой сразу после монтажа последнего кольца заполнялось под давлением специальным уплотнительным раствором.

Профильные линии маркшейдерских измерений расположены в районах крайне неритмичной проходки и длительных остановок проходческого комплекса (четыре и два месяца соответственно). Это обстоятельство предопределило особенности процесса сдвижения земной поверхности на участке строительства. После пересечения в плане первым тоннелем профильных линий оседание над его осью составило 9-10 мм.

Проходка второго тоннеля под теми же профильными линиями вызвала дальнейший рост оседания до 16-18 мм. После окончания сооружения тоннелей в 2004 г. оседание увеличилось еще на 2-4 мм. Замеры в декабре 2005 г. зафиксировали оседание 22-24 мм, что соответствует приросту в 2 мм. Рассчитанные по этим величинам максимальные значения деформаций земной поверхности следующие: наклон 0,5 мм/м, кривизна $0,2 \cdot 10^4$ 1/м (радиус кривизны $R = 50$ км).

При маркшейдерских наблюдениях выявлено также влияние проходки тоннелей на осадки зданий (рис.2). Здание по ул.Новороссийская, 50 расположено перпендикулярно первому тоннелю. Графики, построенные по стенным маркам, установленным по длинной стороне этого здания, показывают, что после проходки тоннелей в районе его нахождения было зафиксировано оседание трех ближайших к оси тоннеля марок (максимальное 8 мм). В 2004 и 2005 гг. произошло оседание марок до 1 мм. Максимальные значения деформаций земной поверхности: наклон 0,2 мм/м, кривизна $0,1 \cdot 10^4$ 1/м (радиус кривизны $R = 100$ км).

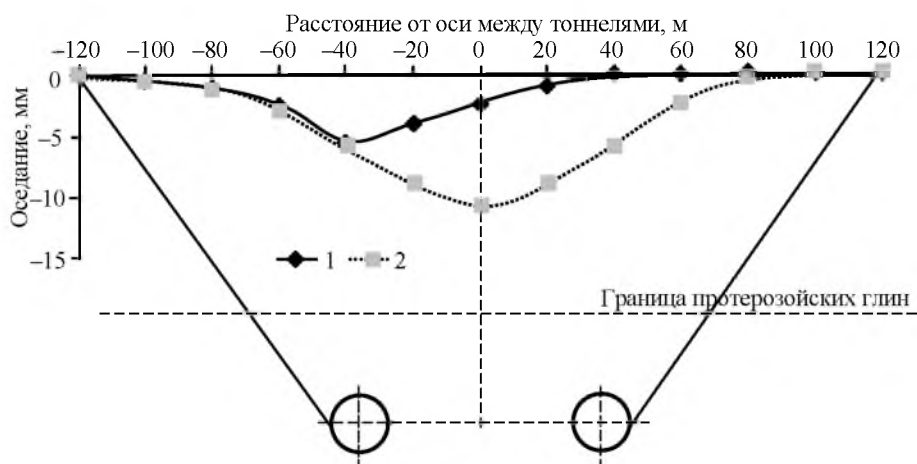


Рис.2. Графики оседаний стенок марок, расположенных на цоколе зданий по ул. Карбышева, 8/1 и ул.Новороссийской, 50
1 – после проходки второго тоннеля (декабрь 2003 г.); 2 – после завершения сооружения тоннелей (декабрь 2004 г.)

Выполним расчет оседания земной поверхности для двух объектов, приведенных в таблице, с наиболее похожими условиями строительства.

1. Barcelona rail road tunnel. Диаметр тоннеля 11,2 м; расстояние от поверхности земли до оси тоннеля 30 м; максимальная величина оседания земной поверхности $S_{max}=5$ мм, удельный вес грунта $\gamma = 18$ кН/м³; угол внутреннего трения $\varphi = 29^\circ$; сцепление грунтового массива $c = 3$ кН/м²; модуль общей деформации $E = 4,5$ МН/м²; коэффициент Пуассона $\nu = 0,30$. Расчет по методике [2] дал $S_{max} = 10$ мм, по экспериментально-аналитическому методу (7) $S_{max} = 8$ мм.

2. Shanghai (Tunne II). Диаметр тоннеля 11,2 м; расстояние от поверхности земли до оси тоннеля 24,5 м; максимальная величина оседания земной поверхности $S_{max} = 17,9$ мм, удельный вес грунта $\gamma = 18,5$ кН/м³; угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$; сцепление грунтового массива $c = 7$ МПа; модуль общей деформации грунтового массива $E = 8,19$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,25$.

Согласно расчету по (5) $S_{max}=30$ мм, а по экспериментально-аналитическому методу $S_{max} = 26$ мм.

Сопоставление результатов расчетов показывает, что обе методики имеют удовлетворительную сходимость с натурными данными.

Используем предложенную выше методику прогноза оседания земной поверхности для оценки сдвижения при строительстве перегонного тоннеля ТПК с гидропригрузом забоя на участке «Площадь Мужества – Лесная». Исходные данные: диаметр тоннеля $D = 7,1$ м; расстояние от поверхности до оси тоннеля $H = 53,55$ м; удельный вес грунта $\gamma = 23,54$ кН/м³; модуль общей деформации $E = 50$ МПа, модуль сдвига $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$; коэффициент Пуассона $\nu = 0,25$; угол внутреннего трения $\varphi = 9^\circ$; величина давления пригруза забоя $q = 0,56$ МПа.

Оседание земной поверхности по формуле (5) при $K_L = 0,3$, $V_L = 1,0$ $S_{max} = 3,0$ см, а при $V_L=0,5$ $S_{max}=1,9$ см. Полученные значения S_{max} превосходят величину оседания, полученную экспериментально. Из анализа расчетов следует, что этот результат связан с величиной L_{inf} . Согласно натурным данным точка перегиба оседания земной поверхности расположена на большем расстоянии.

Расчет по формуле (7) показал, что радиальное перемещение 0,058 м, $V_{st} = 1,29$ м³, а с учетом эффекта дилатансии $V'_{st} = 0,7$; $V_{st} = 0,9$ м³, параметр $i_x = 44,62$ м, а наибольшее прогнозируемое оседание земной поверхности $S_{max} = 8$ мм.

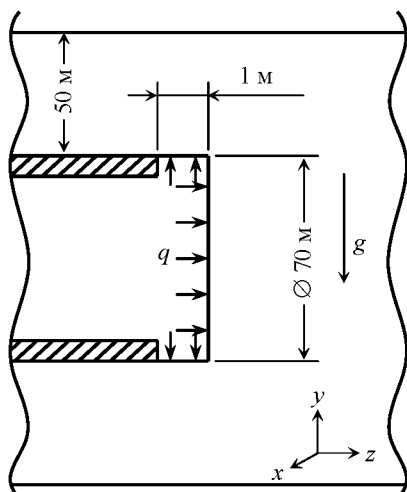


Рис.3. Принципиальная расчетная схема

Анализ расчетов оседания земной поверхности по предложенному методу показывает, что полученные данные лучше согласуются с натурными наблюдениями на участке «Размыв», чем с результатами полученными по методике [2].

Некоторые вопросы пространственного моделирования геомеханических процессов при строительстве тоннелей с помощью ТПМК рассмотрены в работе [1, с.133].

Для исследования влияния усилия пригруза забоя на напряженно-деформированное состояние массива была составлена математическая модель участка породного массива, вмещающего тупиковую выработку кругового очертания, закрепленную бетонной крепью, а в головной части – оболочкой ТПМК. Отстава-

ние крепи от забоя принято равным 1 м. Незакрепленный участок выработки и плоскость забоя оставались свободно деформируемыми или подвергались пригрузу с различным усилием.

Моделирование пригруза выполнялось равномерно распределенной нагрузкой, приложенной непосредственно к плоскости забоя и к стенкам тоннеля на участке между этой плоскостью и оболочкой ТПМК (рис.3).

Согласно расчетной схеме, в модели создавалось начальное неравнокомпонентное поле напряжений под действием собственного веса породного массива. При моделировании диаметр выработки тоннеля в проходке принимался равным 7,1 м, а глубина его заложения 50 м. Выбор именно таких параметров проходки обусловлен тем, что результаты моделирования в последующем сравниваются с натурными данными, полученными при проведении перегонных тоннелей метрополитена Санкт-Петербурга на участке между станциями «Лесная» и «Площадь Мужества».

Размеры модели в направлении осей x и y были выбраны такими, чтобы они превышали размеры выработки в 7 раз. Задача решалась в объемной постановке. Боковые и торцевые грани модели были закреплены от перемещений в направлении осей x и z соответственно. Нижняя грань модели была закреплена от перемещений в направлении оси y . Верхняя грань модели оставлена свободно деформируемой. Задача решалась в упругопластической постановке. Для учета влияния прочностных и деформационных свойств пород, слагающих массив, и параметров пригруза забоя при проведении выработки на смещения массива решение выполнялось в два этапа:

- на первом этапе вычислялось начальное поле напряжений и исторических смещений в нетронутом массиве под действием собственного веса при граничных условиях, приведенных выше:

- на втором этапе модель массива с напряженно-деформированным состоянием, определенным на первом этапе, ослаблялась выработкой кругового очертания. Для определения смещений, образующихся в результате проведения тоннеля, из поля полных смещений вычиталась его историческая составляющая, найденная на первом этапе.

Прочностные и деформационные характеристики грунтового массива соответствуют физико-механическим характеристикам грунтов, в которых проводилось строительство перегонных тоннелей на участке между станциями «Лесная» и «Площадь Мужества»: $\gamma = 23,5 \text{ кН/м}^3$.

При выполнении математического моделирования величина пригруза забоя q изменялась в пределах от 100 кПа до 1 МПа; она представлена в долях γH (где γ – удельный вес грунта, кН/м^3 ; H – глубина заложения выработки, м). Задачей моделирования было получе-

ние графических зависимостей вертикальных и продольных смещений от величины пригруза при фиксированных прочностных и деформационных характеристиках грунтов.

На рис.4 представлена диаграмма для слабых грунтов с характеристиками $\varphi = 7^\circ$ и $c = 50$ кПа. По этой диаграмме по заданным допустимым величинам вертикальной осадки поверхности можно определить продольное смещение плоскости забоя внутрь тоннеля и необходимый пригруз забоя.

Результаты расчета показали, что для поддержания плоскости забоя от обрушения достаточен не-

значительный по отношению к величине вертикальной составляющей геостатического поля напряжений пригруз, около $(0,1 \div 0,2) \gamma H$. Однако применение такого пригружающего давления не обеспечит безосадочной технологии строительства, а потому применимо только при строительстве горных тоннелей, где отсутствует плотная застройка поверхности. Для обеспечения минимальной осадки поверхности необходимо создание пригруза не менее $0,25 \gamma H$.

Сравнение результатов математического моделирования с натурными данными маркшейдерских съемок при строительстве перегонных тоннелей между станциями «Лесная» и «Площадь Мужества» метрополитена Санкт-Петербурга указывает на их достаточную сходимость. Погрешность в определении величины вертикального оседания поверхности примерно 1-2 мм. Кроме того, расчетная величина пригруза забоя, при которой отсутствуют вертикальные осадки земной поверхности, согласуется с фактической величиной пригруза (0,56 МПа).

Такой же подход применим для моделирования процесса проходки двухпутного перегонного тоннеля метрополитена Санкт-Петербурга при строительстве Фрунзенского радиуса. Данный тоннель имеет по своей длине переменную глубину заложения, изменяющуюся от 10 до 40 м. Для большей наглядности здесь рассмотрен только наиболее неблагоприятный вариант с точки зрения действующих во вмещающем грунтовом массиве напряжений – при заложении тоннеля в 40 м.

Тоннель имеет внутренний диаметр 9,4 м, а его обделка представлена железобетонными блоками толщиной в 500 мм. Строительство тоннеля выполняется механизированным тоннелепроходческим комплексом с грунтопригрузом забоя. Принципиальная расчетная схема, заложенная в модель строительства двухпутного тоннеля, не отличается от схемы, приведенной на рис.3, за исключением геометрических размеров тоннеля и глубины заложения.

Основные этапы моделирования строительства двухпутного тоннеля совпадают с теми этапами, которые были описаны для моделирования участка «Размыва» выше.

На рис.5 изображена формирующаяся впереди лба забоя тоннеля мульда оседания земной поверхности для различных значений пригруза забоя. Мульда оседания построена для

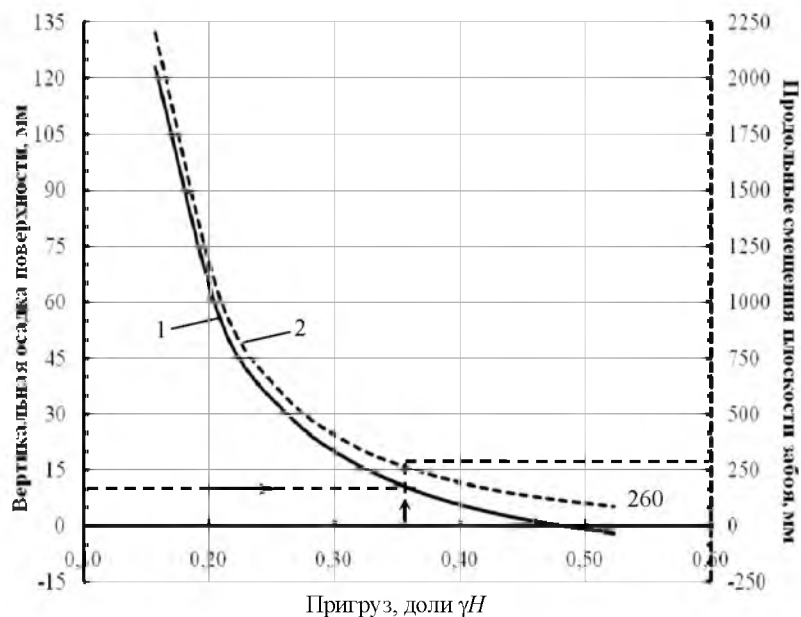


Рис.4. Диаграмма зависимости продольных смещений по оси тоннеля за лбом забоя и вертикальных смещений земной поверхности от величины пригруза
1 – вертикальные осадки поверхности; 2 – продольные смещения лба забоя

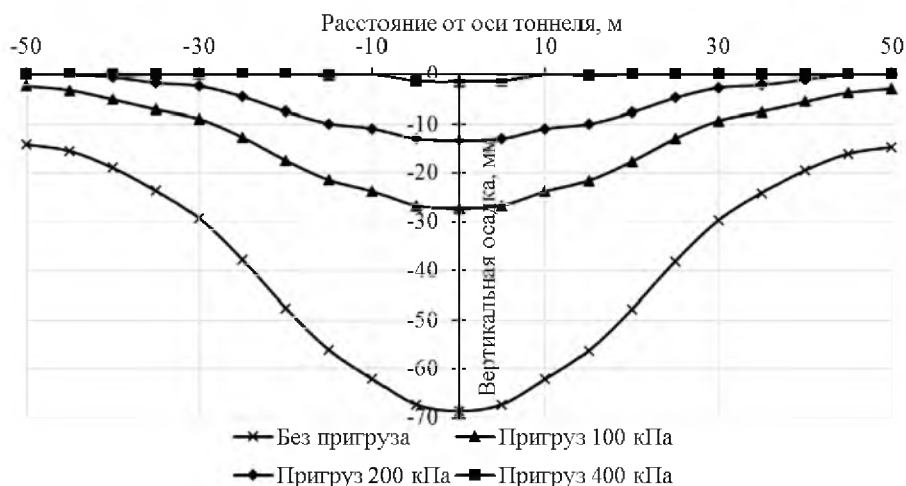


Рис. 5. Мульды вертикального оседания земной поверхности впереди лба забоя тоннеля

плоскости наибольших вертикальных осадок впереди тоннеля, которая расположена на расстоянии около 1,2 м вдоль оси тоннеля впереди лба забоя.

Необходимо отметить, что при отсутствии пригруза на поверхности впереди тоннеля формируются вертикальные осадки величиной до 70 мм, в то время как пригруз 400 кПа (около 0,4 γ H) обеспечивает оседание поверхности в пределах погрешности расчета.

Выводы, которые можно сделать на основании расчетов, в целом сходны с выводами, сделанными при исследовании для тоннеля на участке «Размыв». Для поддержания плоскости забоя от обрушения достаточен незначительный по отношению к вертикальной составляющей геостатического поля напряжений пригруз, около (0,1÷0,2) γ H. Для обеспечения минимальной осадки поверхности необходимо создание пригруза не менее 0,3 γ H.

Заметим также, что для прогнозирования полных величин оседания земной поверхности при строительстве тоннелей необходимо дополнительно к мульде оседаний земной поверхности, формирующейся впереди лба забоя тоннеля, добавлять мульду оседаний, образующуюся вследствие изменения его объема на незакрепленном участке от лба забоя до первого кольца обделки, введенного в работу, а также мульду оседаний, формирующуюся в результате совместного деформирования породного контура тоннеля и его обделки, протекающего из-за неоднородности поля начальных напряжений во вмещающем массиве пород (так называемой «овализации» обделки тоннеля). В то же время, поскольку с помощью подбора величины пригруза лба забоя тоннеля можно в значительной степени повлиять только на первую составляющую полной мульды оседания земной поверхности, то для прогноза рациональной величины пригруза забоя тоннеля с применением численных методов следует отталкиваться от двух основных условий: необходимости обеспечения устойчивого состояния пород лба забоя тоннеля и необходимости минимизации вертикальных оседаний земной поверхности в области, находящейся впереди лба забоя тоннеля.

На основании выполненного анализа существующих методов прогноза оседаний земной поверхности при строительстве тоннелей с применением механизированных тоннелепроходческих комплексов с пригрузом забоя, можно сделать следующие выводы. Существующие экспериментально-аналитические методы прогноза способны давать достаточно точные прогнозные величины осадок, а потому их можно использовать для выполнения предварительных расчетов. Окончательный прогноз оседаний земной поверхности следует выполнять на основании решения задач механики подземных сооружений о напряженно-деформированном состоянии тоннелей в пространственной постановке.

ЛИТЕРАТУРА

1. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А.Г.Протосеня, Ю.Н.Огородников, П.А.Деменков, М.А.Карасев, Д.А.Потемкин, Е.Г.Козин. СПб, 2011. 355 с.
2. Attewell P.B., Woodman J.P. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil // Ground Engineering, 1982. N 15 (8). P.13-22.
3. Mechanized Tunnelling in Urban Areas: Design methodology and construction control / Vittorio Guglielmetti, Piergiorgio Grasso, Shulin Xu, Taylor&Francis e-Library, 2007. 504 p.

REFERENCES

1. Protosenya A.G., Ogorodnikov Yu.N., Demenkov P.A., Karasev M.A., Potemkin D.A., Kozin E.G. Mekhanika podzemnykh sooruzhenii. Prostranstvennye modeli i monitoring (*Mechanics of underground constructions. 3D models and monitoring*). St Petersburg, 2011, p.355.
2. Attewell P.B., Woodman J.P. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. Ground Engineering, 1982. N 15 (8), p.13-22.
3. Guglielmetti V., Grasso P., Mahtab A., Xu S. Mechanized Tunnelling in Urban Areas: Design methodology and construction control. GeodataS.p.A. Turin, Italy – St Petersburg: Polytechnic university publishing house, 2013, p.602.

THE DEVELOPMENT OF PREDICTION METHOD OF EARTH-PRESSURE BALANCE AND EARTH SURFACE SETTLEMENT DURING TUNNELING WITH MECHANIZED TUNNEL BORING MACHINES

A.G.PROTOSENYA, *Dr. of Engineering Sciences, Professor, (812)328-86-26, kaf-sgp@mail.ru*
N.A.BELYAKOV, *PhD in Engineering Sciences, Assistant Lecturer, nikel87@gmail.com*
DO NGOC THAI, *post-graduate student, traidongoc@mail.com*
National Mineral Resources University (Mining University), St Petersburg, Russia

The development of prediction method of earth surface settlement during the tunneling in heavy geological conditions of megalopolises was the purpose of the article.

The experimental-analytical and numerical prediction methods of earth surface settlement during tunneling by mechanized tunnel boring machines are proposed and justified.

The volume balance of earth surface settlement and volume of additionally excavated soil during tunneling are accepted as initial condition for experimental-analytical prediction method.

The comparison of predicted and experimental data of earth surface settlement in different countries is performed.

The prediction with numerical methods is produced in 3D with application of elastic-plastic soil body model. The matching of numerical calculations data and data of experiments and analytical calculation is revealed.

The proposed prediction methods may be used for geotechnical substantiation of projects of tunneling in heavy geological conditions.

Key words: tunnel, settlement, front-end pressure, soil, surface.