

DOI: [10.7242/1999-6691/2022.15.4.30](https://doi.org/10.7242/1999-6691/2022.15.4.30)

УДК 622.016

ФОРМИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ БЕТОННОЙ КРЕПИ В ПРОЦЕССЕ ПРОХОДКИ ШАХТНОГО СТВОЛА

И.Н. Шардаков, А.П. Шестаков, И.О. Глот, В.В. Епин, Г.Н. Гусев, Р.В. Цветков

Институт механики сплошных сред УрО РАН, Пермь, Российская Федерация

Проходка шахтного ствола является ответственной и дорогостоящей процедурой. В процессе ее выполнения могут возникать аварийные ситуации. Для их предотвращения необходимо достоверно оценивать напряженное состояние крепи ствола на этапе проектирования. Решение этой задачи возможно с помощью методов математического моделирования. Уровень их достоверности зависит от точности описания как технологического процесса проходки, так и механического поведения грунта. Рассмотрены две технологические схемы проходки, в рамках которых формирование крепи ствола осуществляется методом бетонирования. Согласно первой из них бетонирование выполняется до текущего положения дна выработки. Согласно второй бетонирование отстает от выемки грунта на один шаг. Диаметр ствола составляет 10 м, шаг и глубина проходки имеют значения 5 и 1000 м соответственно. Проходка производится в каменной соли. Ее деформирование описывается тремя вариантами физических соотношений, которые позволяют оценить роль деформирования грунта на стадии разгрузки. В работе сделан акцент на значениях нормальных напряжений, возникающих в крепи при проходке. Из полученных результатов сделаны следующие выводы: максимальное растягивающее напряжение крепи, вычисленное для первой схемы проходки, приблизительно в 13 раз превышает аналогичное значение, соответствующее второй схеме; учет упругих характеристик грунта, характерных для стадии разгрузки, изменяет значение максимальных растягивающих напряжений крепи более чем в 2 раза. Проведен анализ возможности образования горизонтальных трещин в крепи в зависимости от схемы проходки и модели деформирования грунта. Из анализа следует, что первое появление трещин в бетоне возможно на глубинах около 40 м при первой схеме и около 450 м при второй.

Ключевые слова: шахтный ствол, моделирование проходки, этапность проходки, разгрузка грунта

FORMATION OF THE STRESS STATE OF THE CONCRETE SUPPORT DURING SHAFT SINKING

I.N. Shardakov, A.P. Shestakov, I.O. Glot, V.V. Epin, G.N. Gusev and R.V. Tsvetkov

Institute of Continuous Media Mechanics UB RAS, Perm, Russian Federation

Shaft sinking is a safety-related and high-priced procedure. In the process of sinking, emergencies may occur. To prevent their occurrence, it is necessary to reliably assess the stress state of the mine shaft support at the design stage. This problem can be solved using mathematical modeling methods. The level of their reliability depends on the accuracy of the description of the technological process and the mechanical behavior of the soil. The paper presents the result of numerical simulation of a step-by-step process of vertical shaft sinking using two technological schemes. According to the first scheme, concreting is performed up to the current position of the shaft bottom. According to the second scheme, concreting lags behind excavation by one sinking step. Modeling of the sinking process is carried out in the case of rock salt mining. The shaft diameter is 10 meters, the step and depth of sinking are 5 and 1000 meters, respectively. Soil modeling is performed using three variants of physical relations, which makes it possible to estimate the role of soil deformation at the unloading stage. The paper analyzes the stress-strain state of the mine shaft in the process of its reinforcement by concrete lining with an emphasis on the assessment of normal stresses in the direction of the vertical axis that occur in the support during sinking. The following conclusions are drawn from the obtained results: the value of maximum tensile stress of the support calculated for the first sinking scheme is about 13 times higher than the similar value obtained for the second scheme; taking into account the elastic characteristics of the soil, typical for the unloading stage, changes the value of the maximum tensile stresses of the support by more than two times. The possibility of the formation of horizontal cracks in the support is investigated depending on the method of shaft sinking and soil deformation model. It follows from the analysis that the appearance of the first cracks in the concrete support can be detected at the depth of ≈ 40 meters for the first scheme of sinking and at the depth of ≈ 450 meters for the second scheme.

Key words: mine shaft, simulation of sinking, stages of sinking, unloading of soil

1. Введение

Шахтный ствол — это сооружение, обеспечивающее доступ к месту залегания полезных ископаемых. Как правило, он представляет собой вертикальную, чаще цилиндрическую, полость в земной толще. Его стенки укрепляют бетоном, железобетоном, чугунными тубингами или используют комбинированные способы. Проходка ствола выполняется поэтапно и включает углубление ствола на заданную величину и укрепление стенок, образовавшихся после выемки грунта. Последовательное выполнение этих этапов позволяет сформировать шахтный ствол необходимой глубины.

В работе рассмотрено укрепление стенок ствола с помощью бетона. На практике такой вариант используется в качестве первого слоя при формировании многослойной комбинированной крепи или как основной метод крепления. В процессе проходки могут происходить аварии, связанные с разрушением бетонной крепи, вывалом грунта и затоплением ствола [1, 2]. Также возможен сценарий, при котором в бетонной крепи образуются трещины, нарушающие целостность ограждения и приводящие к водопритоку в ствол. Подобные ситуации не всегда допустимы, в частности, при проходке стволов калийных месторождений стараются обеспечить их полную герметичность.

Обеспечение сплошности бетонной крепи требует определения ее напряженно-деформированного состояния (НДС). Решение этой задачи может быть выполнено методами математического моделирования [3–5], однако достоверность результатов зависит от модели, описывающей механическое поведение грунта, и от точности описания технологического процесса проходки.

В работе рассмотрены основные факторы, влияющие на значение напряжений, возникающих в бетонной крепи при проходке. Первый фактор — этапность ее формирования (технологическая схема проходческого цикла), второй заключается в учете особенности деформирования грунта в тех зонах, где происходит разгрузка.

В процессе деформирования грунта выделяют стадии нагружения и разгрузки. Нагружение характеризуется упругопластическим деформированием. При разгрузке реализуются только упругие деформации. В геотехнике стадию нагружения достаточно часто описывают в рамках линейной теории упругости, при этом в качестве модуля упругости принимают значение, соответствующее секущему или касательному модулю упругопластического деформирования [6]. Такой модуль называют модулем деформации. На стадии разгрузки грунт ведет себя упруго, с модулем в несколько раз превышающим модуль деформации [7–9]. Как правило, при инженерно-геологических изысканиях определяются модули деформации. Они используются для вычисления осадок фундаментов под воздействием вышележащих конструкций. Для таких задач применение модуля деформации оправдано, поскольку под фундаментом практически всюду реализуется упругопластическое деформирование грунта. В случае проходки ствола этот вид нагружения имеет место лишь в небольшой зоне расчетной области. В ее большей части реализуется стадия разгрузки, для корректного описания которой следует использовать модуль упругости.

На данный момент существует множество программных комплексов, позволяющих учитывать этапность процесса возведения конструкций. Это ANSYS, PLAXIS, Midas GTX, Alterra и другие. Также существуют модели, использующие упругие модули на стадии разгрузки [10]. Однако эти модули активно не применяются, поскольку они редко определяются в лабораторных испытаниях и их учет в расчетах не считается обязательным. Это приводит к существенным ошибкам в оценке НДС грунта и ограждающих конструкций в таких задачах, как проходка стволов, где преобладает деформирование на стадии разгрузки.

В работе сделан акцент на анализе нормальных напряжений в бетонной крепи, направленных вертикально. В процессе проходки формируются положительные значения этих напряжений, достаточные для образования трещин. Такие трещины не вызывают крупномасштабных разрушений ствола, но нарушают его целостность и могут стать причиной водопитока. На данный момент авторы не обнаружили в литературе достаточного внимания к этому вопросу. Поэтому проведено исследование, иллюстрирующее значимость факторов, влияющих на достоверность оценки нормальных напряжений бетонной крепи шахтного ствола. Следует отметить, что информация о закономерностях формирования НДС в железобетонных элементах ствола является основополагающей для разработки и использования систем деформационного мониторинга.

Работа состоит из нескольких фрагментов. В первом дано описание расчетной схемы. Во втором представлена математическая постановка. В третьем приведены результаты моделирования процесса проходки. В заключении обсуждаются полученные результаты.

2. Описание расчетной схемы

Проходка шахтного ствола рассмотрена для случая однородного грунта. Объемная структурная схема ствола и прилегающего к нему грунта (общий вид и вертикальный разрез) показана на рисунке 1. Здесь представлена начальная стадия проходки ствола. Рисунок содержит следующие обозначения: D — диаметр выемки, h — шаг выемки, t — толщина бетонной крепи.

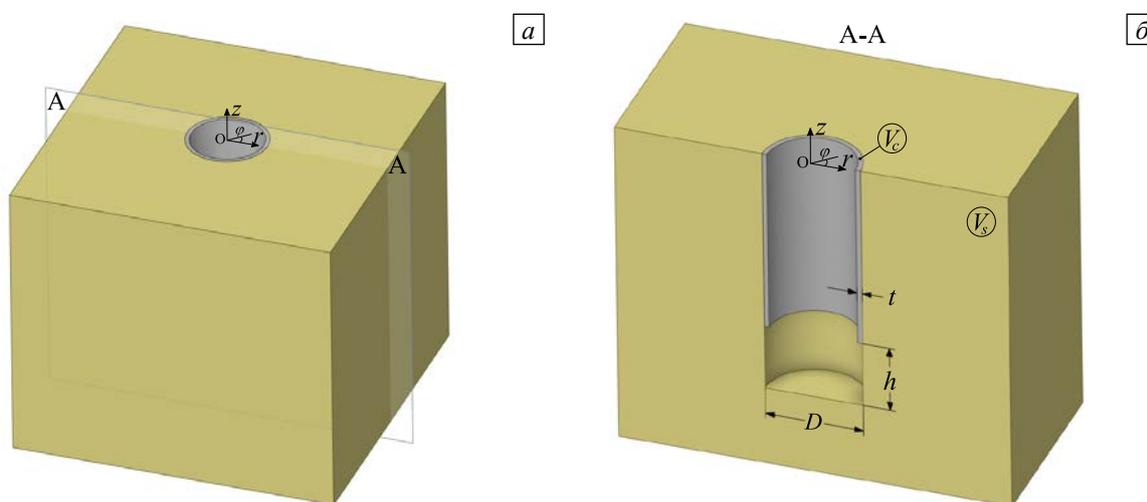


Рис. 1. Структурная схема ствола: общий вид (а), разрез (б); V_c – бетонная крепь, V_s – грунт

В силу однородности грунта расчетная схема обладает осевой симметрией (см. Рис. 2), поэтому решение задачи выполнено в осесимметричной постановке. Ось z является осью симметрии. Расчетная область разделена на части. Вертикальное деление соответствует шагу выемки h . Горизонтальное деление формирует следующие области: V_0 и V_1 соответствуют этапам выемки грунта, где V_1 заполняется бетоном, V_s — окружающий грунт. Это позволяет выполнить расчет без перестроения геометрии на каждом шаге проходки ствола. Вертикальный (H) и горизонтальный (L) размеры расчетной схемы выбираются из условия, обеспечивающего минимальное влияние границ на результаты расчета.

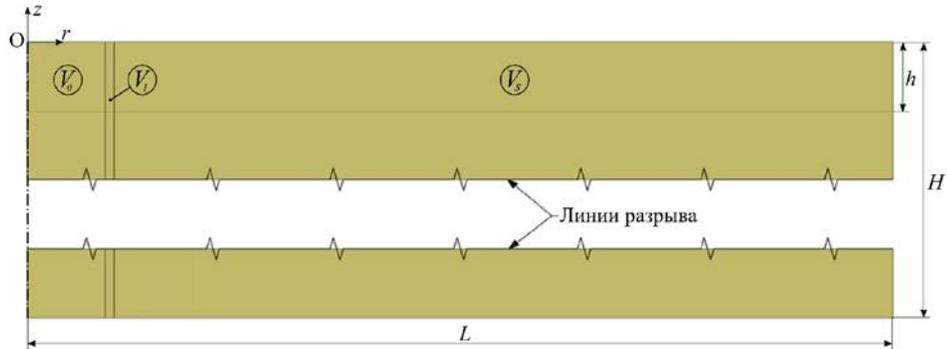


Рис. 2. Расчетная схема к осесимметричной постановке

Проходка ствола выполняется поэтапно. Четыре первых этапа показаны на рисунке 3. Нулевой этап соответствует деформированию грунта под действием собственного веса и формированию в нем начального напряженного состояния. На первом этапе осуществляется первая выемка, на втором — устанавливается первый фрагмент крепи и производится вторая выемка. На следующих этапах выполняются те же операции в той же последовательности, что и на втором этапе.

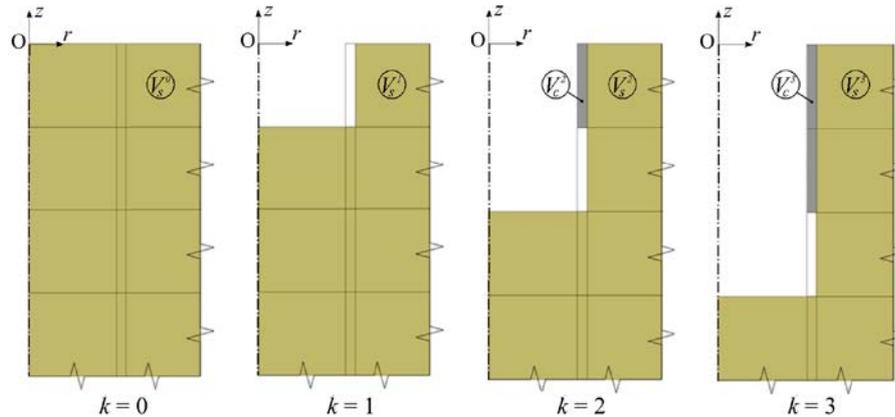


Рис. 3. Этапы проходки ствола

3. Математическая постановка задачи

Определение НДС грунта и бетонной крепи в процессе проходки выполняется в рамках механики деформируемого твердого тела. Материалы крепи и грунта приняты однородными и изотропными. Математическая постановка записывается в цилиндрической системе координат [11]. Согласно осесимметричной постановке, компоненты перемещений U_φ , деформаций $\varepsilon_{r\varphi}$, $\varepsilon_{z\varphi}$ и напряжений $\sigma_{r\varphi}$, $\sigma_{z\varphi}$ считаются нулевыми. Для этапа с номером k математическая постановка для области $\mathbf{x} \in V_c^k \cup V_s^k$ включает:

– уравнения равновесия

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{rr}^k}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}^k}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr}^k - \sigma_{\varphi\varphi}^k}{r} &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_{zz}^k}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{rz}^k}{\partial r} + \frac{\sigma_{rz}^k}{r} + \rho \cdot g &= 0, \end{aligned} \tag{1}$$

$$\rho(\mathbf{x}) = \begin{cases} \rho_c, & \mathbf{x} \in V_c^k, \\ \rho_s, & \mathbf{x} \in V_s^k; \end{cases}$$

– физические соотношения

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma}^k &= Q(\boldsymbol{\varepsilon}^k, \mathbf{x}) + \tilde{\boldsymbol{\sigma}}^k, \\ Q(\boldsymbol{\varepsilon}^k, \mathbf{x}) &= \begin{cases} Q_c(\boldsymbol{\varepsilon}^k), & \mathbf{x} \in V_c^k, \\ Q_s^m(\boldsymbol{\varepsilon}^k), & \mathbf{x} \in V_s^k; \end{cases} \end{aligned} \quad (2)$$

– геометрические соотношения

$$\varepsilon_{rr}^k = \frac{\partial U_r^k}{\partial r}, \quad \varepsilon_{zz}^k = \frac{\partial U_z^k}{\partial z}, \quad \varepsilon_{\varphi\varphi}^k = \frac{U_r^k}{r}, \quad \varepsilon_{rz}^k = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_r^k}{\partial z} + \frac{\partial U_z^k}{\partial r} \right). \quad (3)$$

Граничные условия, замыкающие систему уравнений (1)–(3), будут определены далее, на соответствующих этапах. В постановке используются следующие обозначения: верхний индекс k указывает на принадлежность к этапу; U_i^k — компоненты вектора перемещений; σ_{ij}^k , ε_{ij}^k — компоненты тензоров напряжений и деформаций (индексы i, j принимают значения r, φ, z); \mathbf{x} — радиус-вектор точки; $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}^k$ — начальные напряжения; V_c^k, V_s^k — области, занимаемые бетоном и грунтом с плотностями ρ_c, ρ_s соответственно; g — ускорение свободного падения, равное $9,81 \text{ м/с}^2$; $Q_c(\boldsymbol{\varepsilon}^k)$, $Q_s^m(\boldsymbol{\varepsilon}^k)$ — физические соотношения для бетона и грунта; верхний индекс m принимает значения I, II и III , то есть конкретизирует модель грунта.

Решение задачи выполнялось поэтапно. Очередность графически показана на рисунке 3. Области V_s^k и V_c^k , занимаемые грунтом и бетоном, изменяются в соответствии с этим рисунком. Сначала рассчитывается НДС грунта для нулевого этапа. Начальные напряжения при этом принимаются равными нулю во всей расчетной области: $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}(\mathbf{x}) = 0$, $\mathbf{x} \in V_s^0$. Граничные условия на нулевом этапе:

$$\begin{aligned} U_r^0(\mathbf{x}) &= 0, & \mathbf{x} \in (r=0) \cup (r=L), \\ \sigma_{rz}^0(\mathbf{x}) &= 0, & \mathbf{x} \in (r=0) \cup (r=L), \\ \sigma_{rz}^0(\mathbf{x}) &= 0, & \sigma_{zz}^0(\mathbf{x}) = 0, & \mathbf{x} \in (z=0), \\ U_r^0(\mathbf{x}) &= 0, & U_z^0(\mathbf{x}) = 0, & \mathbf{x} \in (z=H). \end{aligned} \quad (4)$$

Первый и последующие этапы описываются следующим образом. Начальное напряженное состояние k -го этапа определяется значениями напряжений предыдущего этапа $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}^k(\mathbf{x}) = \boldsymbol{\sigma}^{k-1}(\mathbf{x})$, $\mathbf{x} \in V_c^k \cup V_s^k$. В области бетонной крепи V_{c+}^k , которая создается на k -ом этапе, начальные напряжения обнуляются: $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}^k(\mathbf{x}) = 0$, $\mathbf{x} \in V_{c+}^k$. Граничные условия k -го этапа имеют вид:

$$\begin{aligned} U_r^k(\mathbf{x}) &= 0, & \mathbf{x} \in (r=0), \\ \sigma_{rz}^k(\mathbf{x}) &= 0, & \mathbf{x} \in (r=0), \\ \boldsymbol{\sigma}^k(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{n} &= 0, & \mathbf{x} \in S^k, \\ U_r^k(\mathbf{x}) &= 0, & U_z^k(\mathbf{x}) = 0, & \mathbf{x} \in (r=L) \cup (z=H), \end{aligned} \quad (5)$$

где S^k — свободная поверхность области $V_c^k \cup V_s^k$, соответствующая этапу k , \mathbf{n} — вектор нормали к поверхности S^k .

Физические соотношения для бетона $Q_c(\boldsymbol{\varepsilon})$ описываются уравнениями линейной упругости:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma} &= K_c \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_v \cdot \mathbf{I} + G_c \cdot \mathbf{D}_\varepsilon, \\ \mathbf{D}_\varepsilon &= \boldsymbol{\varepsilon} - \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_v}{3} \cdot \mathbf{I}, \end{aligned} \quad (6)$$

где K_c, G_c — объемный и сдвиговой модули бетона, \mathbf{D}_ε — девиатор тензора деформации, \mathbf{I} — единичный тензор. Физические соотношения для грунта $Q_s^I(\boldsymbol{\varepsilon})$, $Q_s^{II}(\boldsymbol{\varepsilon})$ и $Q_s^{III}(\boldsymbol{\varepsilon})$ формулируются в рамках теории пластического течения и графически представлены на рисунке 4. Варианты (а) и (б) соответствуют

упругому деформированию внутри поверхности текучести $f(\sigma)$ и пластическому течению при достижении этой поверхности. Эти варианты отличаются значениями модулей деформирования. Варианту (а) отвечают модули деформации при нагрузке, а варианту (б) — при разгрузке. Вариант (в) отражает поведение грунта как в процессе нагрузки, так и разгрузки. На рисунке 4 приняты следующие обозначения: σ_v — объемное напряжение; ε_v — объемная деформация; τ_i — интенсивность касательных напряжений; γ_i — интенсивность угловых деформаций:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \frac{1}{3}(\sigma_r + \sigma_\phi + \sigma_z), \\ \varepsilon_v &= \varepsilon_r + \varepsilon_\phi + \varepsilon_z, \\ \tau_i &= \frac{1}{\sqrt{6}}\sqrt{(\sigma_r - \sigma_\phi)^2 + (\sigma_\phi - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2 + 6(\tau_{r\phi}^2 + \tau_{\phi z}^2 + \tau_{zr}^2)}, \\ \gamma_i &= \sqrt{\frac{2}{3}}\sqrt{(\varepsilon_r - \varepsilon_\phi)^2 + (\varepsilon_\phi - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_r)^2 + \frac{3}{2}(\varepsilon_{r\phi}^2 + \varepsilon_{\phi z}^2 + \varepsilon_{zr}^2)}. \end{aligned} \tag{7}$$

Также используются обозначения: K^s , G^s — модули объемного и сдвигового деформирования при нагрузке; α — коэффициент, связывающий модули нагрузки и разгрузки; $f(\sigma)$ — поверхность текучести Кулона–Мора [12]; σ_v^{lim} , τ_i^{lim} — достигнутые в процессе деформирования уровни объемного напряжения и интенсивности касательных напряжений.

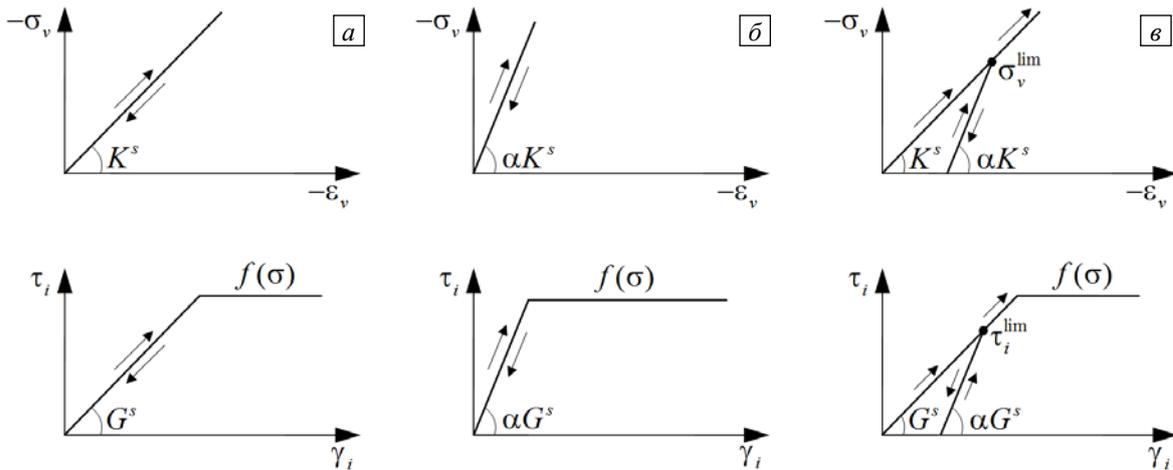


Рис. 4. Графическое представление моделей грунта, описываемых соотношениями: $Q_s^I(\varepsilon)$ (а), $Q_s^{II}(\varepsilon)$ (б), $Q_s^{III}(\varepsilon)$ (в); стрелками показаны траектории деформирования при нагрузке и разгрузке

Согласно теории пластического течения [13] полная деформация грунта представляется в виде суммы упругой и пластической составляющих:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p. \tag{8}$$

Пластическая деформация определяется соотношениями:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma_{ij}}, \quad \varepsilon_{ij}^p = \int d\varepsilon_{ij}^p. \tag{9}$$

По упругим деформациям вычисляются напряжения. Физические соотношения $Q_s^I(\varepsilon)$, $Q_s^{II}(\varepsilon)$ и $Q_s^{III}(\varepsilon)$ задают уравнения связи между напряжениями и упругими деформациями, приведенными в таблице 1. В выражениях таблицы \mathbf{D}_σ — девиатор тензора напряжений. Тензор напряжений σ определяется на основе объемного напряжения σ_v и девиатора напряжения \mathbf{D}_σ следующим образом:

$$\sigma = \sigma_v \cdot \mathbf{I} + \mathbf{D}_\sigma. \tag{10}$$

Таблица 1. Модели деформирования грунта

$Q_s^I(\epsilon)$	$Q_s^II(\epsilon)$	$Q_s^III(\epsilon)$
$\sigma_v = K^s \cdot \epsilon_v^e$ $\mathbf{D}_\sigma = G^s \cdot \mathbf{D}_\epsilon^e$	$\sigma_v = \alpha K^s \cdot \epsilon_v^e$ $\mathbf{D}_\sigma = \alpha G^s \cdot \mathbf{D}_\epsilon^e$	$\sigma_v = \begin{cases} \alpha K^s \cdot \epsilon_v^e, & \sigma_v \leq \sigma_v^{\text{lim}} \\ K^s \cdot \epsilon_v^e, & \sigma_v > \sigma_v^{\text{lim}} \end{cases}$ $\mathbf{D}_\sigma = \begin{cases} \alpha G^s \cdot \mathbf{D}_\epsilon^e, & \tau_i \leq \tau_i^{\text{lim}} \\ G^s \cdot \mathbf{D}_\epsilon^e, & \tau_i > \tau_i^{\text{lim}} \end{cases}$

4. Результаты моделирования

Расчеты выполнены с геометрическими параметрами, которые приведены в таблице 2. В качестве грунта принята каменная соль. Ее деформационные и прочностные характеристики взяты из монографии [7]. В настоящей работе исследованы три модели механического деформирования грунта: $Q_s^I(\epsilon)$, $Q_s^II(\epsilon)$ и $Q_s^III(\epsilon)$. Соответствующие им результаты обозначены индексами *I*, *II* и *III*. Механические характеристики грунта и бетона содержит таблица 3.

Таблица 2. Геометрические параметры

Диаметр выемки D , м	Толщина бетонной крепи t , м	Шаг выемки h , м	Горизонтальный размер расчетной схемы L , м	Вертикальный размер расчетной схемы H , м
10	0,5	5	50	1050

Таблица 3. Механические свойства

Среда	K , ГПа	G , ГПа	α	ρ , кг/м ³	C , МПа	ϕ , град
Бетон	17,7	14,4		2300		
Грунт	1,85	1,23	5	2100	3,5	51

Далее приведены результаты расчета НДС шахтного ствола, полученные по модели *I*. С их помощью показан основной механизм формирования нормальных напряжений в крепи в направлении оси z . Затем проводится сравнение значений нормальных напряжений для трех моделей грунта. Также рассмотрена вторая технологическая схема проходки, при которой значения нормальных напряжений в крепи существенно снижаются.

Нулевой этап характеризуется полями нормальных напряжений в направлении вертикальной оси (σ_z) (Рис. 5) и в горизонтальной плоскости (σ_r, σ_ϕ), линейно увеличивающихся с глубиной; касательные напряжения (σ_{rz}) равны нулю. На рисунке показана часть расчетной схемы размерами 20×20 метров. Область грунта $ABCD$ подлежит выемке на первом этапе. Рассмотрим силы, с которыми эта область действует на остальной грунтовой массив. На цилиндрической поверхности с образующей $D-C$ действует давление P_r , линейно растущее с глубиной от 0 до 30 кПа. Давление на круговой поверхности с радиусом $B-C$ постоянно и равно $P_z = -103$ кПа. Касательные усилия на этих поверхностях

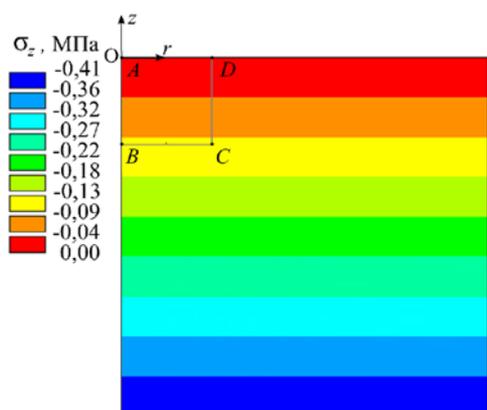


Рис. 5. Распределение вертикальных напряжений σ_z , соответствующее нулевому этапу

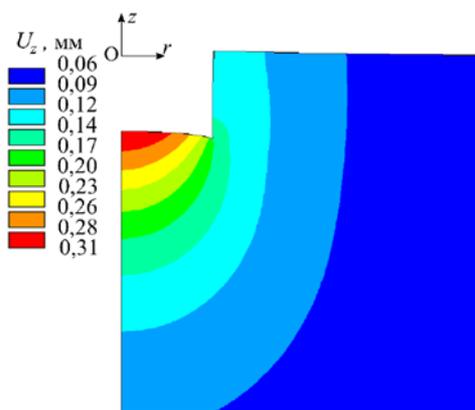


Рис. 6. Изополе вертикальных перемещений (показано на деформированной сетке); коэффициент масштабирования равен 3000

на нулевом этапе отсутствуют. Влияние выемки грунта эквивалентно уменьшению этих сил до нуля. Снижение силы P_z влечет за собой поднятие дна выработки (см. Рис. 6). В результате этого движения возникают касательные напряжения (Рис. 7а), а также в окрестности точки D (Рис. 7б) формируется зона с повышенными нормальными напряжениями в направлении z . Снижение величины силы P_r вызывает разгрузку грунта в окрестности свободной стенки выработки и его смещение в сторону образовавшейся полости.

Рассмотрим область $ABCD$, подлежащую проходке на втором этапе (Рис. 7б). Эта область оказывает на окружающий грунт не только нормальные (P_r и P_z), но и касательное давление (P_{rz}). Графики давлений приведены на рисунке 8.

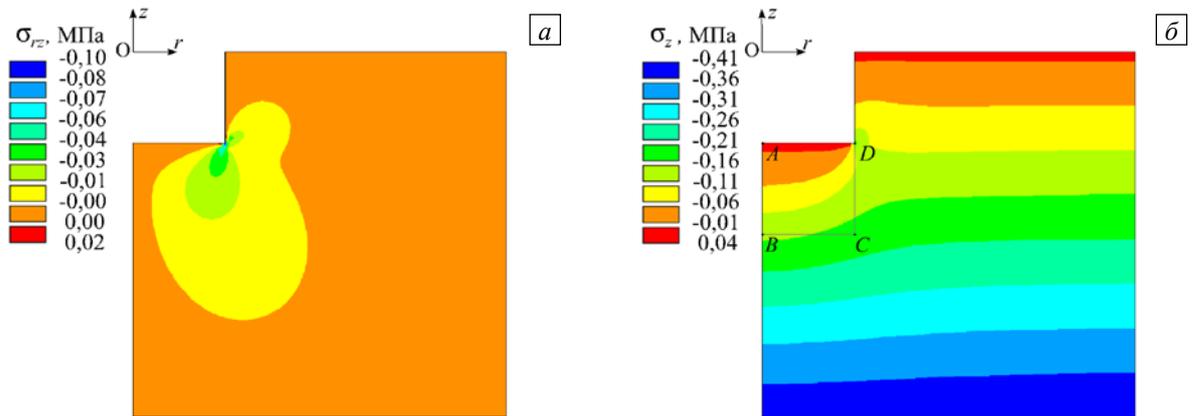


Рис. 7. Изополя касательных (а) и вертикальных (б) напряжений

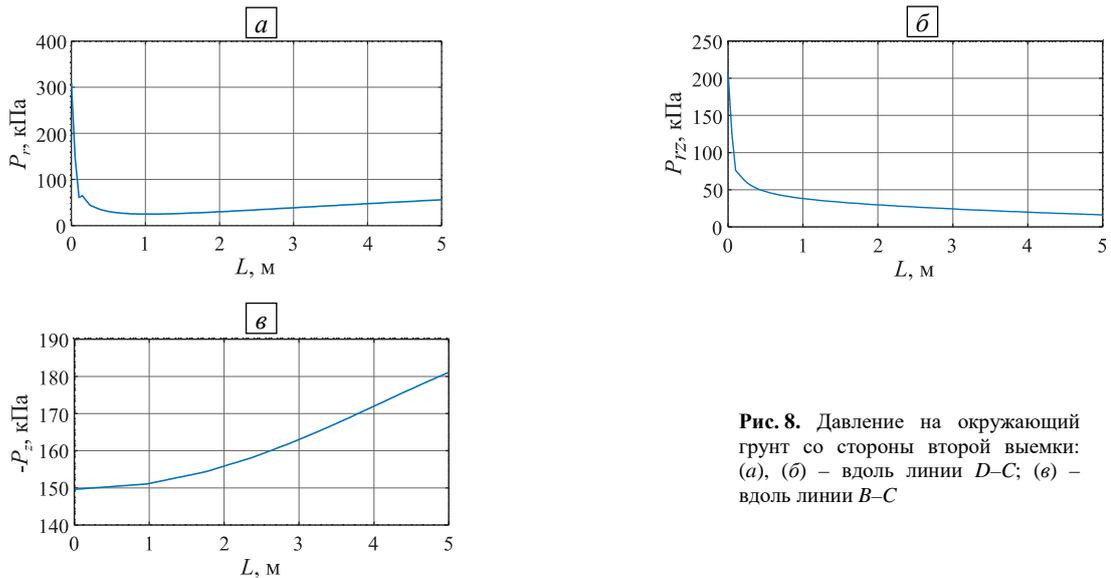


Рис. 8. Давление на окружающий грунт со стороны второй выемки: (а), (б) – вдоль линии $D-C$; (е) – вдоль линии $B-C$

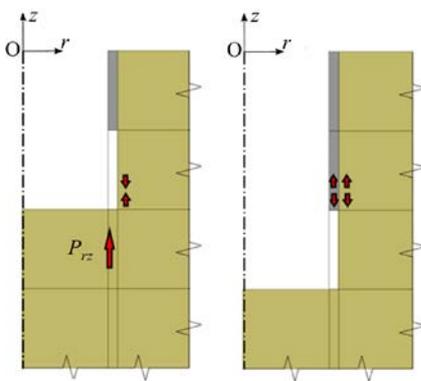


Рис. 9. Схема формирования растягивающих напряжений в крепи

Вторая выемка устраняет нормальные и касательные усилия и приводит к разгрузке области в окрестности точки D . В этой точке на момент выемки грунта будет располагаться бетонная крепь. Разгрузка сжимающих осевых напряжений в грунте вызовет в бетоне растягивающие напряжения. Этот процесс демонстрирует рисунок 9.

На рисунке 10 приведены нормальные напряжения σ_z , соответствующие проходке до отметки 150 м. В бетонной крепи наблюдаются области концентрации растягивающих напряжений (Рис. 10а) с шагом, равным шагу проходки. На рисунке 10б значения напряжений больше $-2,8$ МПа и меньше $-3,8$ МПа выделены серым цветом. Это позволяет наблюдать изменение поля напряжений по отношению к исходному состоянию. Благодаря этому удастся также наглядно показать зону сжатия грунта, вызванную касательными усилиями P_{rz} . Расположение и направление этой нагрузки содержит рисунок 9.

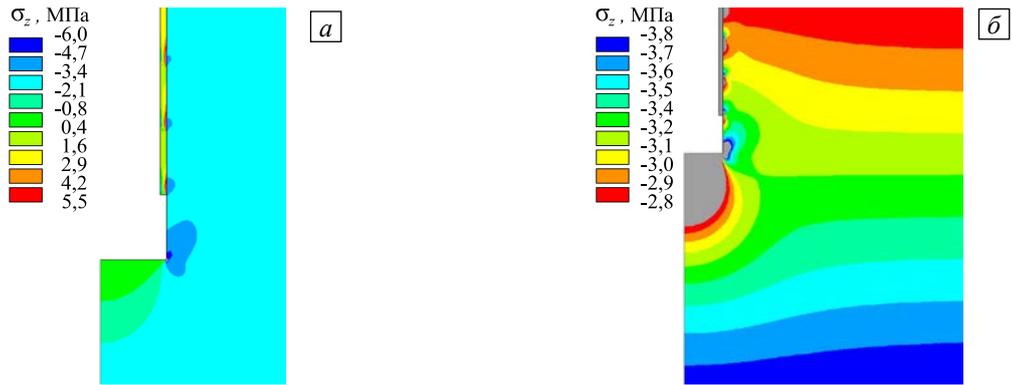


Рис. 10. Изополя нормальных напряжений, соответствующие выемке грунта до отметки 150 м: диапазон отображаемых значений от -6 до 5,5 МПа (а), диапазон от -2,8 до -3,8 МПа (б)

Рассмотрим вертикальные напряжения крепи σ_z вдоль цилиндрической поверхности $r = D/2$, которая является границей между бетоном и окружающим грунтом. Здесь и далее эта величина будет обозначаться как σ_z^h . График σ_z^h для первых 150 м проходки показан на рисунке 11.

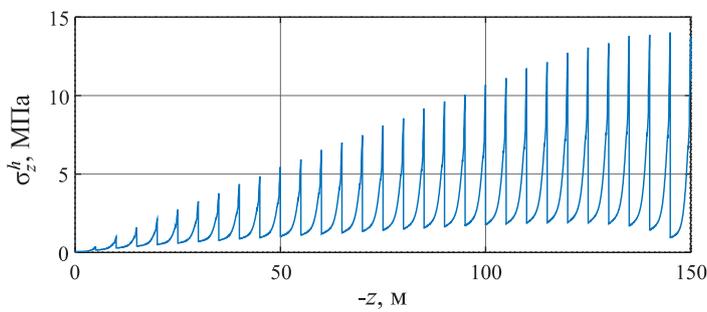


Рис. 11. Нормальные напряжения в крепи σ_z^h в зависимости от глубины выработки

Большая концентрация растягивающих напряжений в бетоне обусловлена установкой крепи на сжатый грунт (Рис. 9 и 10). С увеличением глубины ствола напряжения практически линейно возрастают. Графики напряжений на глубинах 900–1000 м показаны на рисунке 12. Они построены для трех моделей поведения грунта. Первая соответствует деформированию с модулем деформации, вторая — с модулем упругости, третья — комбинированная.

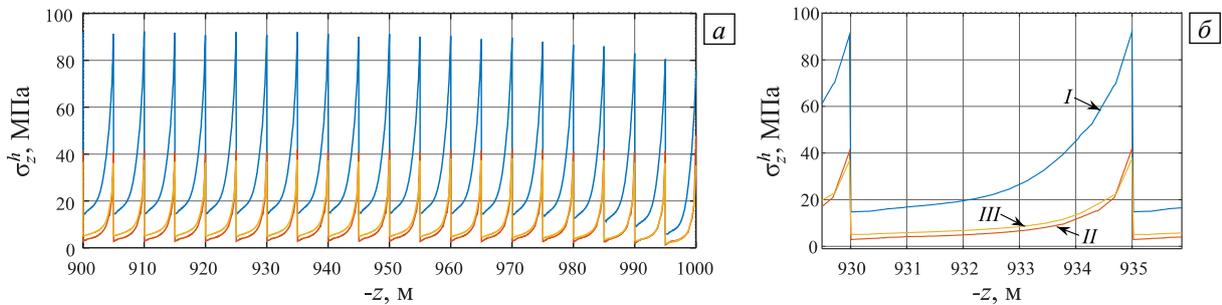


Рис. 12. Нормальные напряжения в крепи σ_z^h , показанные для глубин от 900 до 1000 м (а) и в увеличенном масштабе на одном из участков (индексы I, II и III указывают на модели грунта) (б)

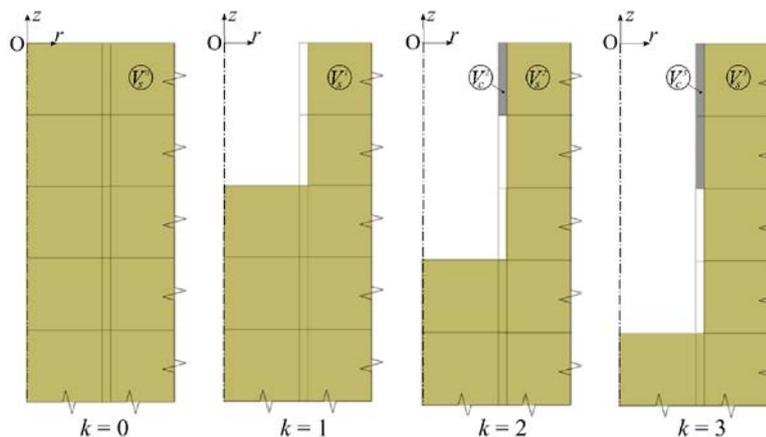


Рис. 13. Схема проходки с оставлением установки крепи на один шаг от выемки грунта

Существенно меньшие напряжения реализуются при схеме проходки, изображенной на рисунке 13. Согласно этой схеме, формирование крепи отстает от выемки грунта на один шаг. В этом случае новый сегмент крепи устанавливается вне зоны концентрации напряжений. Эффект снижения осевых напряжений подтверждают графики σ_z^h , построенные для этой технологической схемы (см. Рис.14).

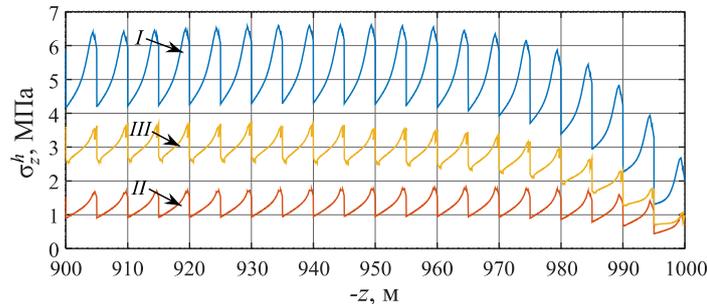


Рис. 14. Нормальные напряжения в крепи σ_z^h , вычисленные для второй схемы проходки

5. Заключение

Рассмотрены основные факторы, влияющие на напряженное состояние бетонной крепи в процессе проходки шахтного ствола: этапность, технологическая схема проходки, жесткостные характеристики грунта на этапе разгрузки.

Учет этапности проходки ствола имеет первостепенное значение при оценке напряженного состояния крепи, поскольку последовательное образование новых механических связей происходит в условиях, когда существующие части исследуемой системы уже находятся в напряженном состоянии. Новые связи формируются в области бетонирования очередного сегмента бетонной крепи. Следует отметить, что после набора прочности новым сегментом он становится неразрывно связанным с окружающим грунтом и существующей бетонной крепью. Это обеспечивает совместное деформирование всех частей при последующем углублении ствола.

В работе рассмотрено две технологических схемы проходки. Согласно первой схеме бетонирование выполняется до текущего положения дна выработки и затем осуществляется следующая выемка грунта. В соответствии со второй схемой бетонирование отстает от выемки на один шаг проходки. Из полученных результатов следует: максимальное растягивающее напряжение в направлении вертикальной оси, отвечающее первой схеме, превышает аналогичное значение при второй схеме почти в 13 раз. Таким образом, схема проходки играет важную роль в формировании напряжений крепи.

Исследованы три модели механического деформирования грунта. Первая из них соответствует деформированию с модулем деформации (нагрузка), вторая с модулем упругости (разгрузка), третья модель комбинированная. В зависимости от модели максимальные значения осевых растягивающих напряжений в бетонной крепи (σ_z^h) соотносятся следующим образом: значение по модели I в 3,6 раза больше, чем значение, рассчитанное по модели II; напряжения, полученные по модели III, в 2 раза превышают напряжения, вычисленные по модели II. Следовательно, выбор модели грунта очень важен, так как значение напряжений в крепи может отличаться в разы. Более достоверными, по мнению, авторов данной работы, следует считать результаты, полученные по комбинированной модели, поскольку она одновременно учитывает жесткостные характеристики грунта при нагрузке и разгрузке. Следует заметить, что в работах [3–5], посвященных проходке шахтных стволов, модуль разгрузки грунта не учитывается, то есть на данный момент этому фактору не уделяется должного внимания.

Нормальные напряжения σ_z^h на внешней поверхности бетонной крепи изменяются с глубиной немонотонно. Их максимальные значения, в пределах этапа проходки, возрастают с глубиной практически линейно. Для бетона класса В25 растягивающее напряжение, при котором возможно образование трещин, составляет 1,6 МПа. Согласно результатам, полученным по комбинированной модели, при проходке ствола в каменной соли первое появление трещин в бетонной крепи возможно на глубинах: при первой схеме проходки около 40 м, при второй схеме около 450 м.

Следует отметить, что используемые в работе модели каменной соли не учитывают нелинейное упругопластическое деформирование при нагружении, но позволяют оценить вклад упругих свойств соли на стадии разгрузки.

Предложенный подход к моделированию формирования параметров НДС в крепи шахтных стволов ориентирован на возможность использования его для разработки автоматизированных систем мониторинга деформационных процессов и оценки целостности железобетонных элементов.

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 22-19-00108, <https://rscf.ru/project/22-19-00108/>.

Литература

1. Ольховиков Ю.П. Крепь капитальных выработок калийных и соляных рудников. М.: Недра, 1984. 238 с.
2. Казикаев Д.М., Сергеев С.В. Диагностика и мониторинг напряженного состояния крепи вертикальных стволов. М.: Горная книга, 2011. 244 с.
3. Сильченко Ю.А., Пleshko М.С. О проблеме учета технологии работ при определении параметров крепи вертикальных стволов // ГИАБ. 2020. № 11. С. 96-107. <https://doi.org/10.25018/0236-1493-2020-11-0-96-107>
4. Харисов Т.Ф., Харисова О.Д., Князев Д.Ю. Предотвращение нарушений крепи стволов при строительстве по совмещенной технологической схеме // Известия ТулГУ. Науки о земле. 2018. № 4. С. 264-274.
5. Zhao X., Deng L., Zhou X., Zhao Y., Guo Z. A primary support design for deep shaft construction based on the mechanism of advanced sequential geopressure release // Processes. 2022. Vol. 10. 1376. <https://doi.org/10.3390/pr10071376>
6. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). М.: Высшая школа, 1983. 288 с.
7. Асанов В.А., Жигалкин В.М., Паньков И.Л., Усольцева О.М., Цой П.А., Евсеев А.В. Определение параметров деформирования соляных пород при объемном нагружении // ГИАБ. 2009. № 4. С. 334-342.
8. Тавостин М.Н., Кошелев А.Е., Осипов Ю.В. Исследование физико-механических свойств каменной соли с учетом предварительного всестороннего нагружения // ГИАБ. 2015. № 2. С. 89-96.
9. Бельтюков Н.Л., Евсеев А.В. Сопоставление упругих свойств горных пород // Вестник ПГТУ. Геология, нефтегазовое и горное дело. 2010. Т. 9, № 5. С. 82-85.
10. Teo P.L., Wong K.S. Application of the Hardening Soil model in deep excavation analysis // The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering. 2012. Vol. 5. P. 152-165. <https://doi.org/10.1080/19373260.2012.696445>
11. Новацкий В. Теория упругости. М.: Мир, 1975. 872 с.
12. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 221 с.
13. Малинин Н.Н. Прикладная теория пластичности и ползучести. М.: Машиностроение, 1975. 400 с.

References

1. Ol'khovikov Yu.P. *Krep' kapital'nykh vyrabotok kaliynykh i solyanykh rudnikov* [Support for capital workings of potash and salt mines]. Moscow, Nedra, 1984. 238 p.
2. Kazikayev D.M., Sergeyev S.V. *Diagnostika i monitoring napryazhennogo sostoyaniya крепи vertikal'nykh stvolov* [Diagnostics and monitoring of the stress state of the vertical shaft support]. Moscow, Gornaya kniga, 2011. 244 p.
3. Silchenko Yu.A., Pleshko M.S. Shaft lining design with regard to sinking technology. *GIAB – MIAB*, 2020, no. 11, pp. 96-107. <https://doi.org/10.25018/0236-1493-2020-11-0-96-107>
4. Kharisov T.F., Kharisova O.D., Knyazev D.Yu. Prevention of support failure of trunks at construction on the combined technological scheme. *Izvestiya TulGU. Nauki o zemle – Izvestiya Tula State University*, 2018, no. 4, pp. 264-274.
5. Zhao X., Deng L., Zhou X., Zhao Y., Guo Z. A primary support design for deep shaft construction based on the mechanism of advanced sequential geopressure release. *Processes*, 2022, vol. 10, 1376. <https://doi.org/10.3390/pr10071376>
6. Tsytovich N.A. *Mekhanika gruntov (kratkiy kurs)* [Soil mechanics (short course)]. Moscow, Vysshaya shkola, 1983. 288 p.
7. Asanov V.A., Zhigalkin V.M., Pankov I.L., Usoltseva O.M., Tsoy P.A., Evseev A.V. The definition of the deformation parameters for the saliferous rocks during volumetrical stress. *GIAB – MIAB*, 2009, no. 4, pp. 334-342.
8. Tavostin M.N., Koshelev A.E., Osipov Yu.V. Study of physico-mechanical properties of rock salt with the tentative comprehensive loading. *GIAB – MIAB*, 2015, no. 2, pp. 89-96.
9. Bel'tyukov N.L., Evseev A.V. Sopostavleniye uprugikh svoystv gornykh porod [Comparison of elastic properties of rocks]. *Vestnik PGTU. Geologiya, neftegazovoye i gornoye delo*, 2010, vol. 9, no. 5, pp. 82-85.
10. Teo P.L., Wong K.S. Application of the Hardening Soil model in deep excavation analysis. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 2012, vol. 5, pp. 152-165. <https://doi.org/10.1080/19373260.2012.696445>
11. Nowacki W. *Teoria sprężystości* [Theory of elasticity]. Panstwowe Wydawnictwo Naukowe, 1970. 769 p.
12. Fadeyev A.B. *Metod konechnykh elementov v geomekhanike* [Finite element method in geomechanics]. Moscow, Nedra, 1987. 221 p.
13. Malinin N.N. *Prikladnaya teoriya plastichnosti i polzuchesti* [Applied theory of plasticity and creep]. Moscow, Mashinostroyeniye, 1975. 400 p.

Поступила в редакцию 17.10.2022; после доработки 08.11.2022; принята к опубликованию 14.11.2022

Сведения об авторах

Шараков Игорь Николаевич, дфмн, проф., гнс, Институт механики сплошных сред УрО РАН (ИМСС УрО РАН), 614018, г. Пермь, ул. Академика Королёва, д. 1; e-mail: shar@icmm.ru

Шестаков Алексей Петрович, кфмн, нс, ИМСС УрО РАН; e-mail: shap@icmm.ru

Глот Ирина Олеговна, кфмн, снс, ИМСС УрО РАН; e-mail: glot@icmm.ru

Епин Валерий Валерьевич, б/с, инж.-иссл., ИМСС УрО РАН; e-mail: epin.v@icmm.ru

Гусев Георгий Николаевич, ктн, снс, ИМСС УрО РАН; e-mail: gusev.g@icmm.ru

Цветков Роман Валерьевич, ктн, нс, ИМСС УрО РАН; e-mail: flower@icmm.ru