

ПРАВИТЕЛЬСТВО СВЕРДЛОВСКОЙ ОБЛАСТИ
АДМИНИСТРАЦИЯ г. ЕКАТЕРИНБУРГА
ТОННЕЛЬНАЯ АССОЦИАЦИЯ РОССИИ
ФГБОУ ВО «УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
ИНСТИТУТ ГОРНОГО ДЕЛА УРО РАН
ЕМУП «ЕКАТЕРИНБУРГСКИЙ МЕТРОПОЛИТЕН»
ОАО «УРАЛГИПРОТРАНС»

ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО И ЭКСПЛУАТАЦИЯ КОМПЛЕКСОВ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Труды VI Международной конференции

10-11 апреля 2019 г.



Екатеринбург – 2019

УДК 622.012; 624.19
П 79

Редакционная коллегия

Волков Максим Николаевич – заведующий кафедрой шахтного строительства УГГУ, доцент, канд. техн. наук (ответственный за выпуск);
Петрушин Алексей Геннадиевич – доцент, канд. техн. наук, УГГУ;
Франц Владимир Владимирович – канд. техн. наук, УГГУ.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Уральского государственного горного университета.

Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений: Труды VI Международной конференции, г. Екатеринбург, 10-11 апреля 2019 г. / Редколлегия: М.Н. Волков (ответств. за выпуск) и др. Екатеринбург: Изд-во УГГУ, 2019. 303 с.
ISBN 978-5-8019-0397-2

В трудах VI Международной конференции освещены следующие вопросы:

- рациональное использование подземного пространства урбанизированных территорий крупных и крупнейших городов;
- объемно-планировочные и конструктивно-технологические решения подземных объектов мегаполисов;
- научные исследования по освоению подземного пространства крупнейших городов;
- проблемы и перспективы строительства горных предприятий;
- технология строительства и эксплуатация подземных сооружений и горных предприятий;
- научные исследования по строительству горных предприятий.

Материалы представляют интерес для специалистов, занимающихся подземным строительством, а также для студентов специальности «Шахтное и подземное строительство».

Статьи опубликованы в авторской редакции. Оргкомитет не несет ответственности за содержание опубликованных материалов. Эта книга или ее часть не могут быть воспроизведены в любой форме без письменного разрешения издателей.

ISBN 978-5-8019-0397-2

© Уральский государственный
горный университет, 2019
© Авторы, постатейно, 2019



ПРАВИТЕЛЬСТВО
СВЕРДЛОВСКОЙ ОБЛАСТИ
МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА
И ДОРОЖНОГО ХОЗЯЙСТВА
СВЕРДЛОВСКОЙ ОБЛАСТИ

Октябрьская пл., д.1, г. Екатеринбург, 620031
тел.: (343)312-00-15, факс: (343) 359-44-10.
e-mail: mtrans@egov66.ru

Организаторам и участникам
VI Международной конференции
«Проектирование, строительство и
эксплуатация комплексов подземных
сооружений»

№ _____
На № _____

Уважаемые организаторы и участники конференции!

Освоение подземного пространства урбанизированных территорий является одним из важнейших направлений решения градостроительных проблем крупных городов. Не случайно в Екатеринбурге, одном из первых среди российских городов, разработана и утверждена Концепция комплексного освоения подземного пространства, разработан специальный раздел «Схема комплексного освоения подземного пространства» нового Генерального плана развития муниципального образования Екатеринбурга на период до 2025 г.

Подземное строительство в Екатеринбурге и Уральском регионе в целом является важным моментом в решении актуальных инженерно-технических, транспортных, энергосберегающих и связанных с ними социальных, экологических и экономических проблем крупных городов.

Регулярно проводимые в Екатеринбурге при непосредственном участии Уральского государственного горного университета и Уральского отделения Тоннельной ассоциации России научно-практические конференции по освоению подземного пространства вносят весомый вклад в развитие теории и практики шахтного и подземного строительства в регионе и в России в целом.

Желаю всем участникам конференции плодотворной работы, творческих и личных успехов!

Министр

В.В Старков

ОСВОЕНИЕ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

УДК 622.83:[528.2:629.78]

ДЕФОРМАЦИОННЫЙ МОНИТОРИНГ ВОЗДЕЙСТВИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТРОПОЛИТЕНА НА ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

ПАНЖИН А. А.¹, ПАНЖИНА Н. А.¹

¹ ФГБУН Институт горного дела Уральского отделения РАН, г. Екатеринбург

Аннотация. При строительстве подземных выработок метрополитена периодически возникают аварийные деформации зданий. Выделены основные факторы, связанные с формированием мульды сдвижения и деформации поверхности: дренирование вышележащих пород и непосредственное формирование выработок метрополитена. Приведены геомеханическая модель и методика расчета сдвижений земной поверхности и массива горных пород. Поскольку прогноз воздействия строительства и эксплуатации метрополитена на окружающие объекты городской инфраструктуры представляет собой сложную задачу, обозначены методики проведения инструментального мониторинга за деформациями земной поверхности, зданиями и сооружениями, находящимися в зоне влияния строительства метрополитена. Для проведения исследований использовались методы спутниковой геодезии GPS, для контроля изменений напряженно-деформированного состояния, и методы наземного лазерного сканирования для контроля геометрических элементов зданий и сооружений.

Ключевые слова: метрополитен, геомеханика, процесс сдвижения, деформации, деформационный мониторинг.

DEFORMATION MONITORING OF THE IMPACT OF METROPOLITEN CONSTRUCTION ON BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS

PANZHIN ANDREY ALEKSEEVICH¹, PANZHINA NATALIYA ALEKSANDROVNA¹

¹Institute of Mining of Ural Branch of RAS

Abstract. During the construction of underground workings of the metro there are occasional emergency deformations of buildings. The main factors associated with the formation of the displacement and deformation of the surface are identified: the drainage of overlying rocks and the direct formation of underground workings. The geomechanical model and the method for calculating the movements of the earth's surface and rock mass are given. Since the forecast of the impact of the construction and operation of the metro on the surrounding urban infrastructure is a difficult task, the methods for conducting instrumental monitoring of the deformations of the earth's surface, buildings and structures located in the zone of influence of the metro construction are indicated. For surveys, GPS satellite geodesy methods were used to monitor changes in the stress-strain state, and ground-based laser scanning methods for monitoring the geometric elements of buildings and structures.

Key words: subway, geomechanics, process of displacement, deformation, deformation monitoring.

Здания и сооружения, расположенные по линии метро, испытывают постоянные нагрузки из-за его строительства и эксплуатации, при этом оседание поверхности, по-

движки горных пород и микросейсмические колебания ведут к деформациям зданий, расположенных вдоль выработок метрополитена.

Анализ практики решения проблем охраны зданий и сооружений в процессе строительства и эксплуатации Екатеринбургского метрополитена показывает, что здесь преобладает принцип фиксации деформаций и последующей ликвидации их последствий. Этот принцип малоэффективен, так как здания, потерявшие свою устойчивость, трудно поддерживать в нормальном состоянии. Гораздо эффективнее и дешевле при необходимости принять упреждающие меры, позволявшие предупредить деформации зданий и не допустить потерю устойчивости основных его конструкций. В этом отношении заслуживает положительной оценки инициатива владельцев ряда зданий, расположенных вдоль линий метрополитена, по предварительной оценке степени воздействия строительства метро и готовности принятия необходимых предупредительных мер.

Для осуществления прогнозных расчетов воздействия на здания используются методики определения сдвижений и деформаций разработанные в ИГД УрО РАН и прошедшие проверку на горных предприятиях. К сожалению, за период строительства метрополитена в Екатеринбурге накоплен недостаточный объем фактических исследований и результатов, характеризующих параметры процесса сдвижения в различных условиях и степень воздействия деформаций, вызванных строительством метро, на окружающие объекты, поскольку инструментальные деформационные наблюдения велись фрагментарно между рядом станций.

По результатам выполненных исследований развитие сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности сопряжено, в основном, с дренированием пород и с непосредственным образованием выработок метрополитена. В дренировании пород выделяется две стадии. Первая связана с предварительным водопонижением, осуществляемым через специальные скважины, а вторая создается дренирующим эффектом самих выработок до возведения их постоянной крепи и проведения гидроизоляционных работ.

Оба отмеченных фактора вызывают сопоставимые величины сдвижений и деформаций, образующих вдоль трассы метрополитена мульду сдвижения. В зависимости от величины максимальных сдвижений и взаимного расположения выработок метро и наземных зданий и сооружений образуется зоны активного воздействия, в которых возникает необходимость в проведении специальных мероприятий по защите объектов.

Таким образом, анализ предшествующего опыта исследования сдвижений при строительстве метрополитена позволяет сделать следующие выводы:

1. Оседания и деформации массива горных пород и земной поверхности, вызванные процессом сдвижения при строительстве сооружений метрополитена, достигают значительных величин и вызывают серьезные нарушения в жилых, общественных и промышленных объектах, попадавших в границы мульды сдвижения.

2. Работа по охране зданий и сооружений от вредного влияния работ по строительству и эксплуатации метрополитена носит характер стихийного вынужденного реагирования на происшедшие нарушения целостности объекта. При этом многие объекты, получившие скрытые и пока не проявившиеся нарушения, остаются без внимания и в последующем затраты на ликвидацию последствий деформирования лягут на их владельцев.

В расчете сдвижений земной поверхности и массива горных пород участвовали: деформационные характеристики горных пород, вмещающих выработки метро и находящиеся в основании зданий; напряженное состояние вмещающих пород до проходки горных выработок, параметры которого задаются в расчетной схеме в качестве граничных условий; геометрические параметры горных выработок метро и подземных пере-

ходов. Эти три вида параметров являются основополагающими и необходимыми исходными данными для расчета сдвижений.

Среда расчетной геомеханической модели была принята в виде однородного изотропного массива с эквивалентными деформационными свойствами, соответствующими средневзвешенному составу пород, затрагиваемых процессом сдвижения. Коэффициент Пуассона в расчетах принят для массива равным 0.3, что наиболее вероятно по имевшемуся опыту для рассматриваемого типа пород. Наибольшее затруднение в прогнозных расчетах представляет определение граничных условий по первоначальному напряженному состоянию массива горных пород. Какие-либо сведения об экспериментальном определении напряжений в Екатеринбурге, как не известны. Поэтому в данных условиях единственно возможным выходом является вариантное задание экспериментальных условий в пределах ожидаемых параметров. Ранее, на основе обобщения мировых данных по экспериментальным измерениям напряжений установлено, что с надежностью 0.99 первый инвариант горизонтальных тектонических напряжений находится в пределах $\sigma_1 + \sigma_2 = -30.8 \pm 2.3$ МПа. В соответствии с этим в расчетных сечениях вертикальные напряжения задавались равными весу налегавших пород, а горизонтальные напряжения задавались в трех вариантах: -30.8 МПа; -15.4 МПа; γH . Принятый диапазон нагрузок охватывал все возможные варианты по степени влияния процесса сдвижения на охраняемые объекты - от самого благоприятного, когда в горизонтальной плоскости действуют напряжения вызванные только весом пород, до самого неблагоприятного, когда в горизонтальной плоскости действуют максимально возможные по величине тектонические напряжения -30.8 МПа.

Геометрические параметры расчетных моделей определяются размерами горных выработок, глубиной их заложения и взаимным расположением между собой и с охраняемыми объектами в соответствующих вертикальных сечениях.

Расчет сдвижений от проходки выработок метро производился по методике, разработанной в ИГД УрО РАН и прошедшей проверку на горных предприятиях при решении подобных проблем. Методика позволяет рассчитывать полные векторы сдвижений массива горных пород и земной поверхности.

В соответствии с используемыми методами оценки воздействия процесса сдвижения на охраняемые сооружения, полные векторы сдвижения разлагаются на вертикальные и горизонтальные сдвижения (рис. 1). Векторы сдвижений представляют собой горизонтальные и вертикальные перемещения точек земной поверхности и массива горных пород, обусловленные проходкой тоннелей метрополитена, подземных переходов и строительством станций метро. Величины и направления их зависят от размеров выработок, их числа и взаимного расположения, деформационных свойств и первоначального напряженного состояния массива горных пород и координат рассматриваемой точки.

Векторы сдвижений определяются из решения плоской задачи теории упругости, при этом общее действие комплекса выработок определяется на основе принципа суперпозиции суммированием сдвижений от каждой выработки. Расчет сдвижений производился по специально разработанной программе по четырем вариантам расчетных схем и с заданием трех вариантов граничных условий. Результаты расчетов представлены в виде изолиний соответствующего компонента сдвижения и в виде векторов смещения пород под фундаментами здания.

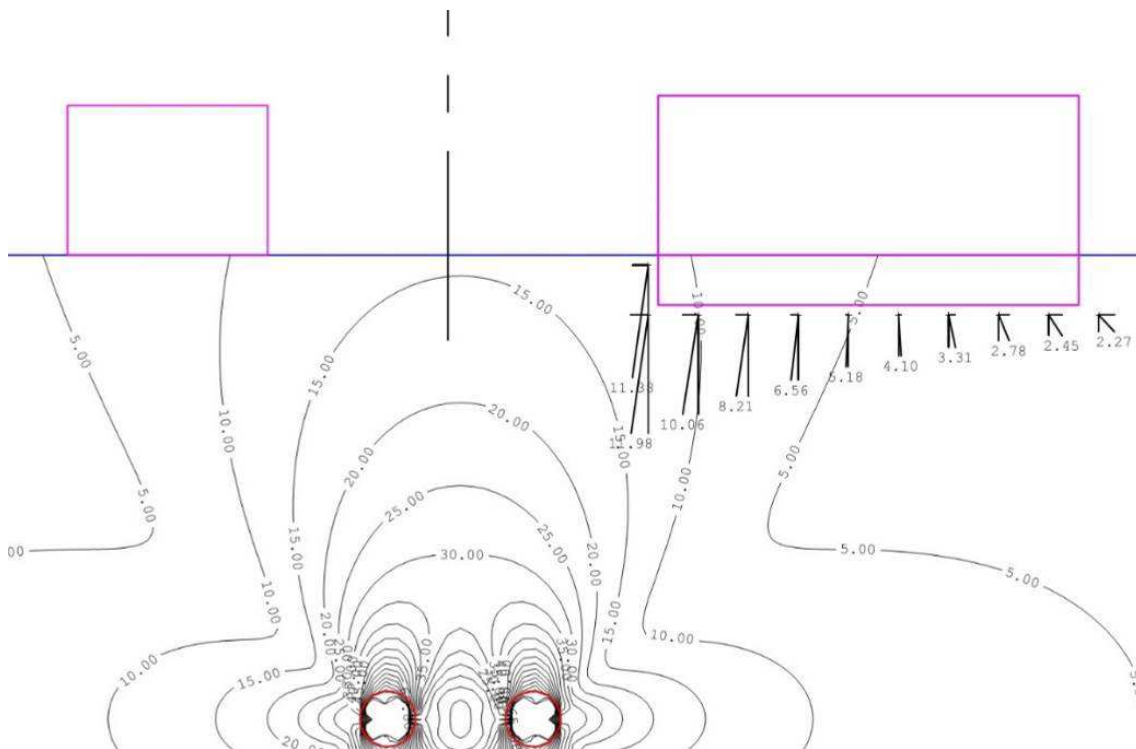


Рис. 1. – Полные сдвигения породного массива по расчетному разрезу

В результате расчетов было установлено, что от проходки горных выработок уровень деформаций не превышает допустимых для объектов первой категории охраны и составляет 30% по горизонтальным и 15% по вертикальным деформациям. Суммарные сдвигения и деформации, учитывающие также влияние осушения участка строительства, также не превышают допустимых, и составляют 90% и 50% по горизонтальными и вертикальным деформациям, соответственно.

В дальнейшем прогнозные оценки уровня деформацией были подтверждены инструментальными измерениями, выполненными по специально оборудованным наблюдательным станциям с использованием комплексов спутниковой геодезии. Серии высокоточных инструментальных наблюдений были выполнены в рамках контроля геометрических параметров сети тоннельной триангуляции Екатеринбургского метрополитена. В дальнейшем в маркшейдерско-геодезические построения были включены постоянно действующие GPS станции города Екатеринбурга, что привело к формированию геодинамического полигона (рис. 2).

Использование вышеуказанной методики позволяет определить суммарное воздействие геодинамической активности тектонических нарушений и влияние нарушения первоначального напряженно-деформированного состояния породного массива, вызванного проходкой тоннеля метрополитена на объекты инфраструктуры. Однако при этом невозможно определить степень воздействия указанных факторов на конкретные здания и сооружения.

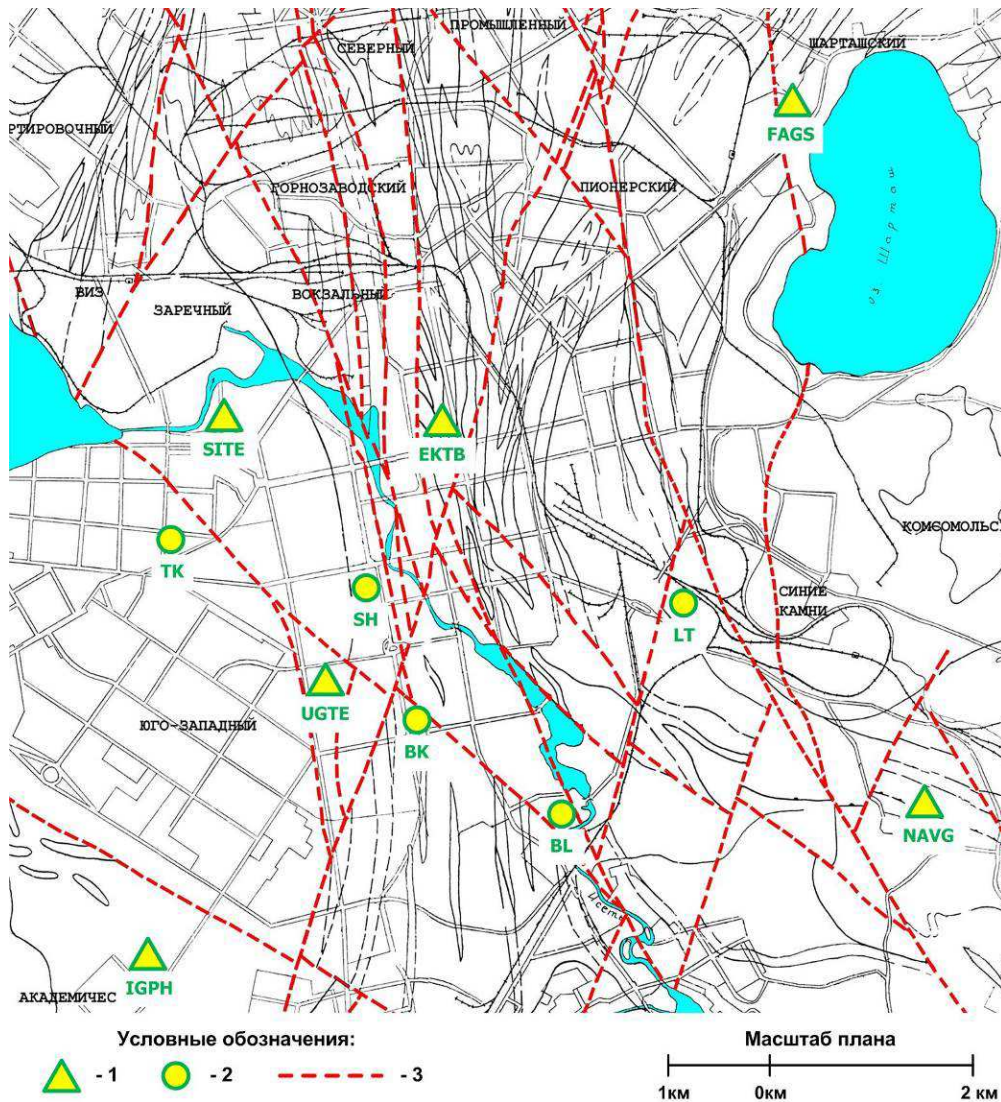


Рис. 2. – Основные структурно-тектонические нарушения верхней части земной коры территории г. Екатеринбурга и схема геодинамического полигона:
 1 – постоянно действующие GPS-станции; 2 – репера геодинамического полигона;
 3 – тектонические нарушения

Принципиально новым методом проведения исследований является технология трехмерного лазерного сканирования, которая позволяет проводить измерения с миллиметровой точностью, достаточной для выявления подвижек в горизонтальной и вертикальной плоскостях (рис. 3). Кроме того, данный метод даёт возможность отслеживать динамику трещин, контролировать кривизну стен и их отклонение от вертикали, перекосы оконных и дверных проёмов, а также предоставляет широкие возможности для визуализации полученной информации, будь то трёхмерные модели, или двумерные чертежи, карты изолиний и др.

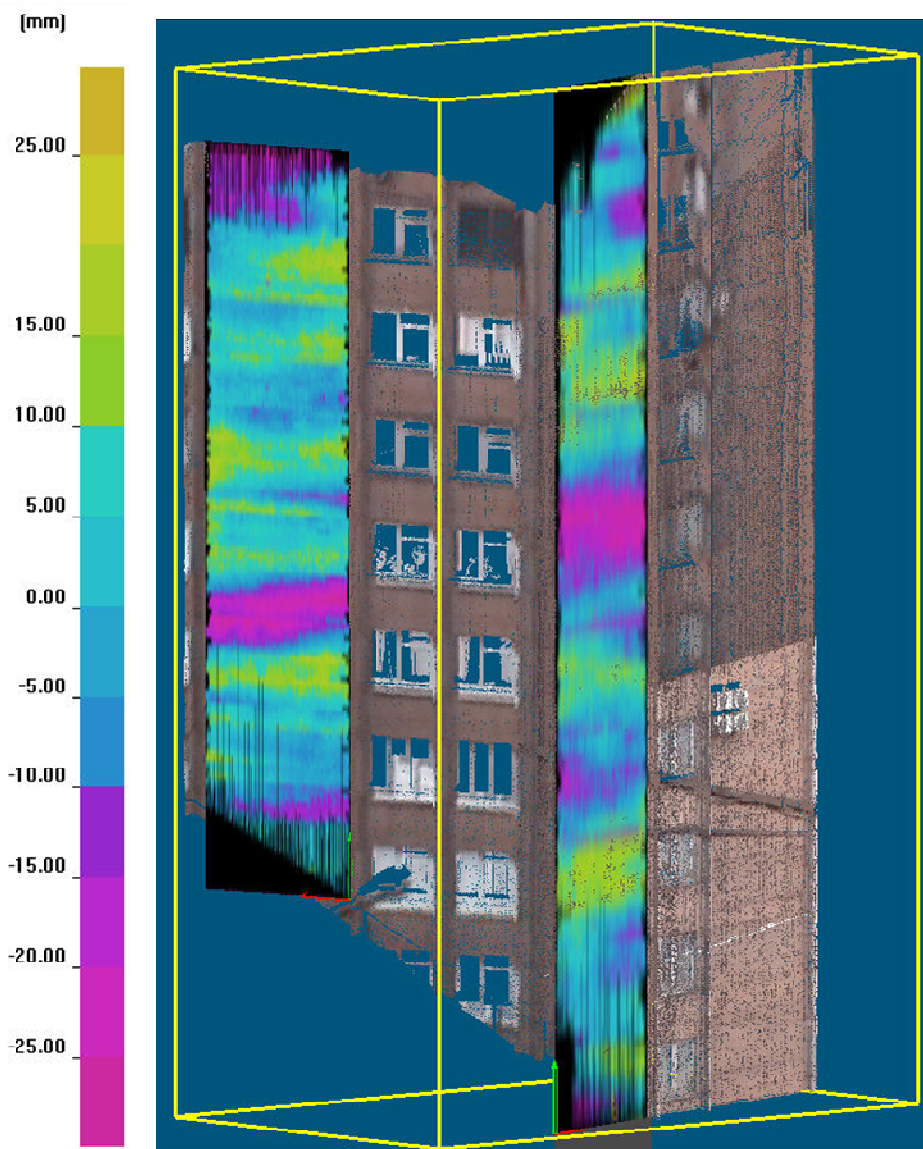


Рис. 3. – Объемная модель 12-этажного здания с картой отклонения стен здания от вертикальной плоскости

В заключении необходимо отметить, что прогноз и деформационный мониторинг воздействия строительства и эксплуатации метрополитена на окружающие объекты городской инфраструктуры представляет собой сложную задачу. Это обусловлено слабой, в сравнении с горной промышленностью, изученностью закономерностей проявления процесса сдвижения при строительстве метро, а также несоответствием требований СНиП на проведение изысканий под строительство подрабатываемых зданий и сооружений задачам прогнозирования. В связи с этим, прогнозирование производится в относительно широких диапазонах допусков и неопределенностей в исходных данных.

Деформационный мониторинг сдвижения земной поверхности массива горных пород целесообразно производить с использованием методов спутниковой геодезии GPS для контроля изменений напряженно-деформированного состояния. Для контроля деформаций геометрических элементов зданий и сооружений необходимо использование методов наземного лазерного сканирования и трехмерных моделей для оценки фактического состояния конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дёмина (Осипова) А.Ю., Гуляев А.Н. и др. Предполагаемые зоны повышенной подвижности верхней части земной коры на территории Екатеринбурга // Горный журнал. Известия вузов. №6. 2007.
2. Гуляев А.Н., Дружинин В.С. и др. Современные активные зоны нарушения сплошности верхней части земной коры на территории Екатеринбурга // Инженерная геология. №1. 2008.
3. Панжин А.А. Опыт проведение геодинамического GPS-мониторинга на объектах недропользования // Геодинамика и напряженное состояние недр Земли: труды научной конференции / ИГД СО РАН. -Новосибирск. -2008.

УДК 624.191

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБДЕЛОК ШАХТНЫХ СТВОЛОВ, СООРУЖАЕМЫХ ПОД ЗАЩИТОЙ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ В Г. САНКТ-ПЕТЕРБУРГЕ

БУРАКА Ф. С.¹, ЛАРИОНОВ Р. И.¹, ЕГОРОВ Г. Д.¹
¹ ОАО НИПИИ «Ленметрогипротранс», г. Санкт-Петербург

Аннотация. За последние 15 лет в Санкт-Петербурге при проходке некоторых шахтных стволов применяется новая технология. Строительство производится в железобетонной обделке, под защитой ограждающих конструкций. В качестве ограждающих конструкций применяется «стена в грунте», различающаяся несколькими способами сооружения. При строительстве для осуществления непрерывных наблюдений за состоянием системы «массив – обделка» применяется система геотехнического мониторинга. С помощью струнных деформометров, установленных на внешнем и внутреннем контурах обделки, определяются величины нормальных тангенциальных напряжений. Производится исследование напряженно-деформированного состояния обделки. Геотехнический мониторинг позволяет контролировать и при своевременных мероприятиях (разрабатываемых на основании результатов мониторинга) минимизировать влияние горных работ на окружающую среду и повышает безопасность горнопроходческих работ.

Ключевые слова: ствол, обделка, деформация, напряжения, геотехнический мониторинг, стена в грунте, бурящиеся сваи.

STRESS-STRAIN STATE OF REINFORCED CONCRETE LINING OF MINE SHAFTS, CONSTRUCTED UNDER THE PROTECTION OF ENCLOSING STRUCTURES IN ST. PETERSBURG

FEDOR S. BURAKA¹, ROMAN I. LARIONOV¹, GRIGORIY D. EGOROV¹
¹ Design and surveying institute «Lenmetroprotrans»

Abstract. Over the past 15 years, a new technology has been applied in St. Petersburg when sinking some shafts. Construction is carried out in reinforced concrete lining, protected by enclosing structures. As enclosing structure, a slurry wall is used, which differs in several ways of construction. During construction, a system of geotechnical monitoring is used for continuous monitoring of the massif – lining system's state. The values of normal tangential stresses are determined with string strainmeters installed on the external and internal contours of the lining. The study of the lining's stress-strain state is also considered. Geotechnical monitoring allows to control and, in case of timely application, to minimize the impact of mining operations on the environment (developed on the monitoring results) and increases the safety of mining operations.

Key words: shafts, timbering, deformation, strains, geotechnical monitoring, slurry wall, bored-secant piles.

До недавнего времени основным способом закрепления грунтов для проходки шахтных стволов Петербургского метрополитена было применение рассольного замораживания для стабилизации водонасыщенных совершенно неустойчивых четвертичных отложений. Стволы проходили в сборной круговой обделке из чугунных тубингов.

Существующие в XX веке технологии строительства шахтных стволов метрополитена приводили к значительным деформациям вмещающего грунтового массива и значительным протечкам, приводящим иногда к нарушению конструкций и к полному выводу сооружений из эксплуатации.

В начале XXI века в Санкт-Петербурге была апробирована новая технология сооружения шахтных стволов – с возведением ограждающих конструкций в зоне четвертичных отложений.

Впервые технология сооружения шахтных стволов с возведением ограждающих конструкций была применена при строительстве первой очереди Фрунзенского радиуса на вентиляционных стволах №613 и №615. Ограждающая конструкция была выполнена из «стены в грунте» полигонального очертания толщиной 600 мм (рис. 1.а). «Стена в грунте» была выполнена на всю толщину неустойчивой зоны с заглублением в коренные грунты на 3 м, ширина заходки – 2 м. Цикл работ по сооружению заходки включал в себя процессы разработки грунта в траншее (с отгрузкой в автотранспорт и вывозом на свалку), установки армокаркасов и бетонирования ограждающей конструкции, а также вспомогательный процесс приготовления и регенерации бентонитового раствора.

В 2015 – 2018 годах по такой же технологии был сооружен шахтный ствол №467, расположенный на перегоне «Приморская» - «Новокрестовская».

При строительстве шахтного ствола №623 в качестве ограждающей конструкции была применена «стена в грунте», сооруженная из буросекущих свай (диаметром 1020 мм) и выполняющая функции временной обделки верхней части ствола и противофильтрационной завесы (рис 1.б). Ограждающая конструкция из буросекущихся свай выполняется из монолитного бетона класса В25. По верху свай устраивается ж/б оголовок высотой 1 м.

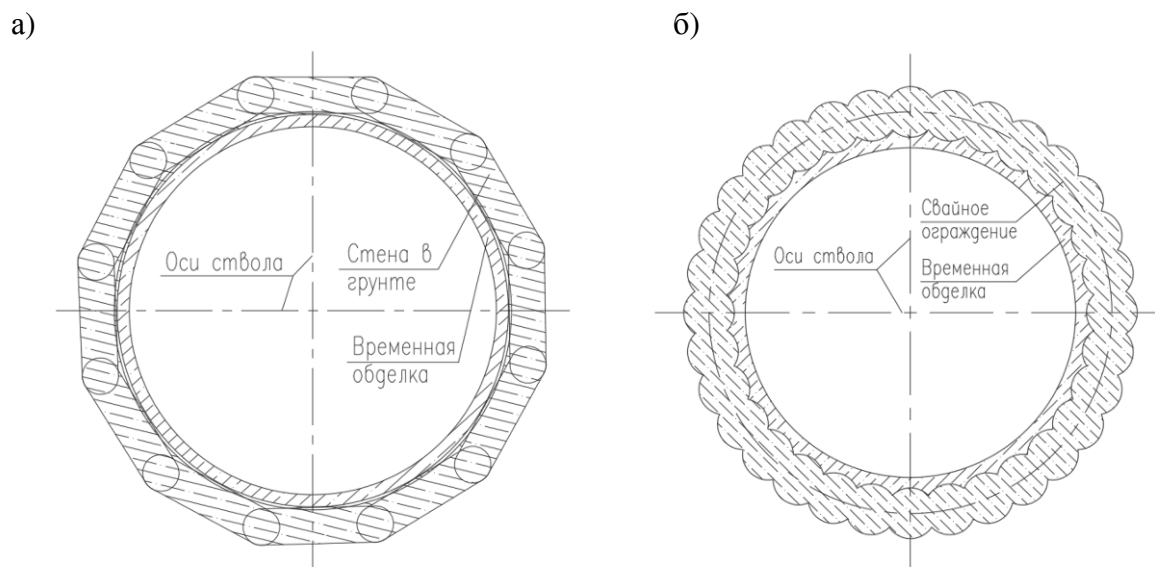


Рис. 1. – Сечение стволов в зоне четвертичных грунтов, пройденных с применением ограждающих конструкций.

а) ограждающая конструкция полигонального очертания; б) ограждающая конструкция из буросекущихся свай

Далее, используя такую же технологию, был построен ствол №624 на Фрунзенском радиусе, а также стволы № 842, №843 и №844 на первом участке Красносельско-Калининской линии метрополитена (работы к настоящему времени не завершены).

Основной сложностью данных технологий возведения стволов является обеспечение замкнутости (сплошности) ограждающей конструкции. Контроль сплошности и качества выполнения ограждающих конструкций проводился с поверхности геофизическими методами. Результаты этих исследований показали, что контактные условия обвязочной балки и торцевой части бурящихся свай были выдержаны, нарушения сплошности исследуемых конструкций не обнаружены. В случае же обнаружения дефектов в ограждающих конструкциях, необходима их локализация и исправление, например, путем проведения локальной цементации грунтового массива.

Стволы шахт №467, №624, №842, №843, №844 являются вентиляционно-рабочими, они используются для вертикального транспорта разработанного грунта, материалов и людей, а после сдачи линии метрополитена как вентиляционные.

До глубины 25-30 м стволы сооружаются в совершенно неустойчивых четвертичных отложениях представленных:

- заторфованными грунтами;
- песками пылеватыми, водонасыщенными;
- супесями слоистыми пластичными;
- суглинками слоистыми мягкопластичными;
- суглинками с гравием, галькой до 15%, с отдельными валунами, мягкопластичной консистенции;
- глинами твердой консистенции, дислоцированными, с прослоями нарушенного кварцевого песчаника, водонасыщенными.

Ниже зоны четвертичных отложений - глины слоистые, переуплотненные, аргиллитоподобные, твердой консистенции. Уровень грунтовых вод залегает на глубине до 3,2 м. Водовмещающими являются заторфованные грунты. Подземные воды неагрессивные к конструкциям из бетона и железобетона.

«Стена в грунте» сооружалась с поверхности до глубины 30 м на стволе № 467, 25 м на стволе №624, 25 м на стволе №842, 29,5 м на стволе №843 и 30 м на стволе №844 с заделкой ее в твердые глины на глубину не менее 3 м.

После сооружения "стены в грунте" осуществлялась проходка ствола. До глубины 15 м проходка производилась автокраном, оборудованным навесным грейфером и двумя тормозными лебедками, заходками по 2 м с последующим бетонированием временной железобетонной обделки. Разработка грунта велась отбойными молотками. Разработанный грунт грейфером выдавался на поверхность и вывозился автосамосвалами в отвал. После разработки первой заходки монтировалась щитовая инвентарная опалубка, и производилось бетонирование черновой обделки из бетона В25 с металлической сеткой. Для установки сетки предварительно производилось сверление отверстий диаметром 10 мм длиной 200 мм, и устанавливались анкера с заделкой. Для крепления полка устраивались штрабы с шагом 1-2 м. Для дальнейшей проходки в стволе монтировался двухъярусный проходческий полок с пневматическим погрузчиком. Проходка ствола, бетонирование временной ж/б обделки и ж/б рубашки велось аналогично предыдущему этапу. Проходка ствола на проектную глубину и его эксплуатация на период строительства осуществлялось в черновой обделке толщиной 200-250 мм, выполненной из бетона класса В25, армированной металлической сеткой.

Сооружение постоянной обделки производилось перед переоборудованием ствола под постоянную вентиляцию, после окончания строительства станционного комплекса. Постоянная (чистовая) обделка сооружалась снизу вверх заходками по 3 м с устройством стволовой секционной опалубки. Обделка устраивалась из бетона класса

В25 с армированием металлической сеткой в один или два ряда. Толщина обделки – 250 мм. На данный момент постоянная обделка сооружена только на шахтном стволе №467.

Геотехнический мониторинг включает в себя систему наблюдений с заданной частотой, анализа и прогноза состояния системы «обделка-массив». Целью геотехнического мониторинга является снижение негативного влияния техногенных процессов при строительстве шахтных стволов на окружающую среду, повышение безопасности горнопроходческих работ. Поставленная цель достигается путем определения напряженно-деформированного состояния обделки, и в результате выполнения работы фиксируются величины нормальных тангенциальных напряжений по периметру обделки и по глубине стволов.

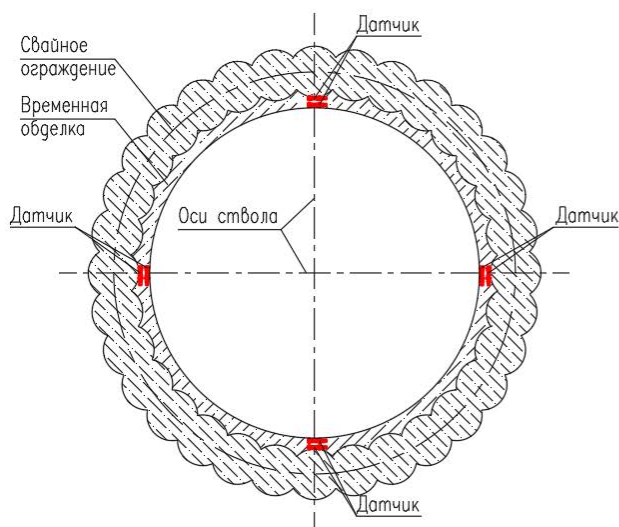
В рамках строительства шахтных стволов №467, №624, №842, №843, №844 проводились работы по геотехническому мониторингу в части определения напряженно-деформированного состояния временной и постоянной обделок.

По глубине ствола датчики были установлены во временной и постоянной обделке на пяти горизонтах: два сечения в зоне ограждающих конструкций, одно сечение на границе ограждающих конструкций и коренных грунтов, и два сечения в коренных грунтах.

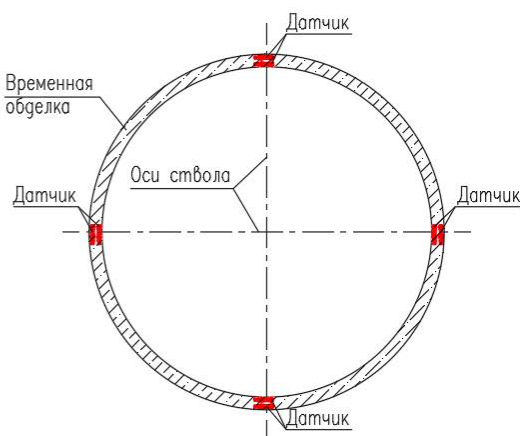
Определение нормальных тангенциальных напряжений выполнялось при помощи струнных деформометров ТБ-200 (датчиков). В контрольных сечениях устанавливалось 8 датчиков в четырех узлах попарно: на наружном и внутреннем контурах временной и постоянной обделки (рис. 2). Установка датчиков осуществлялась до начала укладки бетона креплением к арматурной сетке (рис. 3) вязальной проволокой.

Измерения по датчикам выполняются при помощи «вторичной» измерительной аппаратуры – периодометром. Затем, по специальной методике определяются относительные деформации и нормальные тангенциальные напряжения в бетоне, по которым определяется напряженно-деформированное состояние обделки. Периодичность снятия показаний с датчиков позволяет построить графики зависимостей и интерпретировать влияние технологических и естественных процессов на конструкции. Примеры графиков развития напряжений в конструкциях приведены на рис. 4 и 5.

а)



б)



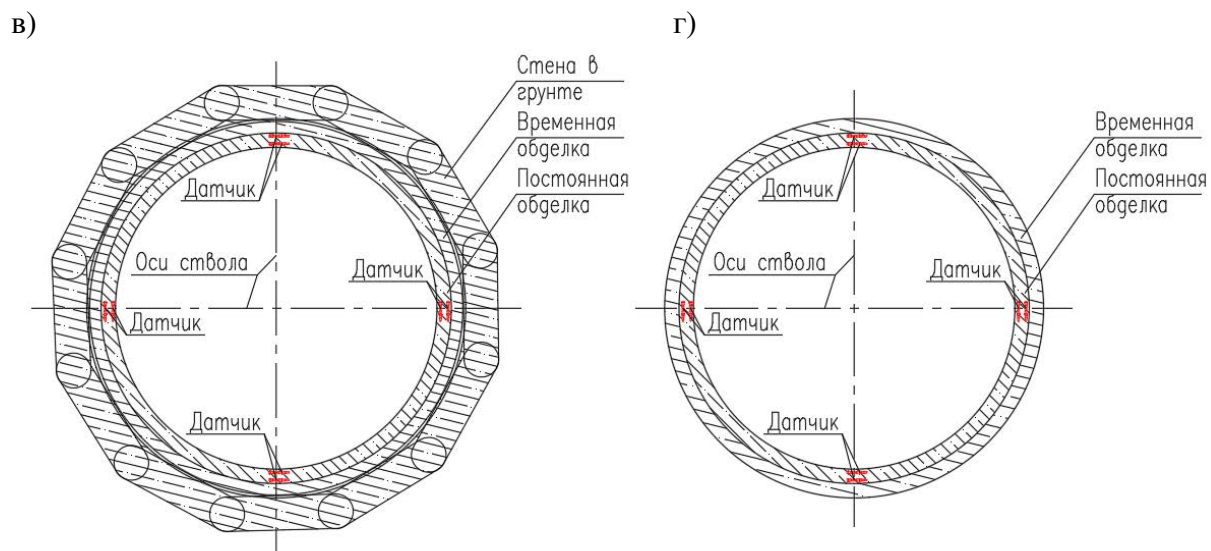


Рис. 2 – Схема размещения датчиков в контрольных сечениях шахтных стволов
 а) во временной обделке в зоне ограждающей конструкции из буросекущихся свай;
 б) во временной обделке в зоне коренных грунтов;
 в) в постоянной обделке в зоне ограждающих конструкций в виде «стены в грунте»;
 г) в постоянной обделке в зоне коренных грунтов.



Рис. 3. – Тензометры струнные ТБ-200 (датчики), устанавливаемые во временную и постоянную обделку стволов



Рис. 4. – Типичный график развития относительных деформаций и нормальных напряжений во временной обделке в зоне свайного ограждения



Рис. 5. – Типичный график развития относительных деформаций и нормальных тангенциальных напряжений во временной обделке ниже зоны свайного ограждения

Формирование напряженно-деформированного состояния временной обделки в сечениях под защитой «стены в грунте» наблюдается в течение 4 – 6 месяцев после бе-

тонирования конструкции, и 1 – 2 месяцев в сечениях ниже «стены в грунте», при максимальных значениях в первые две недели. Далее отмечается стабилизация напряжений. При дальнейших измерениях во всех контрольных сечениях наблюдается попеременное увеличение и уменьшение напряжений вследствие сезонных колебаний температуры окружающей среды.

На данный момент по выполненным измерениям можно сказать, что в верхних сечениях под защитой ограждающих конструкций напряжения во временной обделке незначительны и находятся в пределах от -2,0 МПа (растяжение) до +2,5 МПа (сжатие). В сечениях, находящихся ниже ограждающих конструкций, напряжения находятся в пределах -3,0 – 15,5 Мпа. Предел прочности бетона класса В25 на сжатие составляет 32,7 МПа. Таким образом, максимальные сжимающие напряжения составляют 48% от несущей способности обделки. Растягивающие напряжения воспринимаются арматурной сеткой, которой армирована обделка. После стабилизации напряжений изменения в них не превышают 1- 2 МПа в год.

Формирование напряженно-деформированного состояния постоянной обделки ствола, в целом, происходит в первый месяц после бетонирования конструкции и связано, в большей степени, с изотермическими процессами при наборе бетоном прочности. Напряжения в контрольных сечениях постоянной обделки по последним измерениям незначительные и не превышают по абсолютной величине 2,0 МПа. Основная нагрузка на постоянную обделку – это её собственный вес.

В таблице 1 приведены средние показания напряжений возникающих во временной и постоянной обделке рассматриваемых стволов.

Таблица 1 – Напряженно-деформированное состояние обделок шахтных стволов

Объект	Диапазон нормальных тангенциальных напряжений, МПа		
	Сечения в зоне ограждающих конструкций	Сечения на границе ограждающих конструкций и коренных грунтов	Сечения в коренных грунтах
Временная обделка			
Ствол 467	1,5 – 2,0	9 – 11	8 – 10
Ствол 624	-2,0 – -1,5	-0,5 – 1	2 – 3
Ствол 842	-0,4 – 0,3	2,5 – 3,0	2,0 – 2,5
Ствол 843	0,1 – 0,3	-1,0 – -0,6	3,0 – 3,7
Ствол 844	-0,7 – -0,4	0,5 – 1,0	1,4 – 2,0
Постоянная обделка			
Ствол 467	-0,2 – 0,3	-1,3 – -0,8	-1,6 – -0,9

По состоянию на сегодняшний день проходка всех рассматриваемых стволов завершена. Работы по ведению геотехнического мониторинга продолжаются. По полученным результатам можно сделать вывод, что временная обделка, находящаяся под защитой «стены в грунте», а также постоянная обделка, практически не работают на восприятие горного давления. Основная нагрузка, которая на них действует - это собственный вес обделки. Временная обделка в зоне коренных грунтов воспринимает горное давление с коэффициентом запаса более чем в два раза, что обеспечивает безопасную работу в стволах.

Напряженно-деформированное состояние временной и постоянной обделки после набора бетоном полной прочности практически не изменяется и оценивается как стабильное. Небольшие циклические изменения напряжений связаны с сезонными колебаниями температуры.

СМЕЩЕНИЯ «СТЕНЫ В ГРУНТЕ» ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СТАНЦИЙ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В САНКТ-ПЕТЕРБУРГЕ

ЕГОРОВ Г. Д.¹, ПОПОВИЧ А. В.¹

¹ОАО НИПИИ «Ленметрогипротранс», г. Санкт-Петербург

Аннотация. За последние 5 лет в Санкт-Петербурге были построены три станции метро нового типа – мелкого заложения, с ограждающей конструкцией в виде «стены в грунте», сооружаемые методом «top-down». Строительство станционных комплексов проходило в сложных инженерно-геологических условиях в толще совершенно неустойчивых четвертичных отложений.

В рамках работ по горно-экологическому мониторингу при строительстве этих станционных комплексов, проводился контроль смещений «стены в грунте» посредством инклинометрии в специально созданных наблюдательных скважинах.

По результатам работ получены значения деформаций «стены в грунте» на всех этапах строительства станционных комплексов и выявлены основные тенденции в их развитии. Максимальные значения смещений «стены в грунте» превысили расчетные значения не менее чем в три раза.

На превышение расчетных значений значительное влияние оказывает нарушение технологии при сооружении станционных комплексов, требуется корректировка ряда технологических процессов при дальнейшем строительстве станций такого типа.

Ключевые слова: станция, стена в грунте, мелкое заложение, инклинометрия, новые технологии, геотехнический мониторинг, деформации.

DISPLACEMENTS OF THE SLURRY WALL DURING THE CONSTRUCTION OF SHALLOW STATIONS IN ST. PETERSBURG

GRIGORIY D. EGOROV¹, ANDREY V. POPOVICH¹

¹Design and surveying institute «Lenmetrogioprotrans»

Abstract. Over the past 5 years, three new-type metro stations have been built in St. Petersburg - a shallow station, with an enclosing structure in the form of a slurry wall, constructed by the “top-down” method. The construction of the station complexes took place in difficult geotechnical conditions in the thickness of completely unstable Quaternary deposits.

As part of the mining and environmental monitoring during the construction of these station complexes, the slurry wall displacements were monitored with inclinometry in specially created observation wells.

According to the results of work, the values of deformations “walls in the ground” at all stages of the construction of station complexes were obtained and the main trends in their development were revealed. The maximum values of the “walls in the ground” displacements exceeded the calculated values by no less than three times.

The violation of the technology during the construction of station complexes has a significant impact on the excess of the calculated values, and a number of technological processes need to be adjusted during the further construction of stations of this type.

Key words: station, slurry wall, shallow station, inclinometry, new technologies, geotechnical monitoring, deformations.

При проектировании второй очереди Фрунзенского радиуса от станции «Международная» до станции «Южная» был выбран вариант строительства линии с переходом от глубокого заложения к мелкому с проходкой двухпутного тоннеля. По трассе двухпутного тоннеля была построена станция мелкого заложения «Дунайский проспект» с боковыми посадочными платформами. На первом этапе строительства по кон-

туру станционного комплекса была возведена «стена в грунте». Далее внутри контура «стены в грунте» продолжилось сооружение станционного комплекса методом «top-down», то есть «сверху вниз». Во время строительства станционного комплекса выполнялись работы по контролю деформаций «стены в грунте» посредством её инклинометрии, а также выполнена привязка измеренных данных к различным этапам производства работ.

При продолжении Невско-Василеостровской линии метрополитена за станцию «Приморская» также было предусмотрено строительство двухпутного тоннеля и сооружение двух станции мелкого заложения методом «top-down». При строительстве этих станций («Новокрестовская» и «Беговая») инклинометрия «стены в грунте» также выполнялась.

Работы по инклинометрии «стены в грунте» выполнялись в рамках горно-экологического мониторинга при строительстве участка линии метрополитена с целью повышения безопасности ведения горнопроходческих работ [1; 2].

Строительство станционных комплексов мелкого заложения проходило в сложных инженерно-геологических условиях в толще совершенно неустойчивых четвертичных отложений.

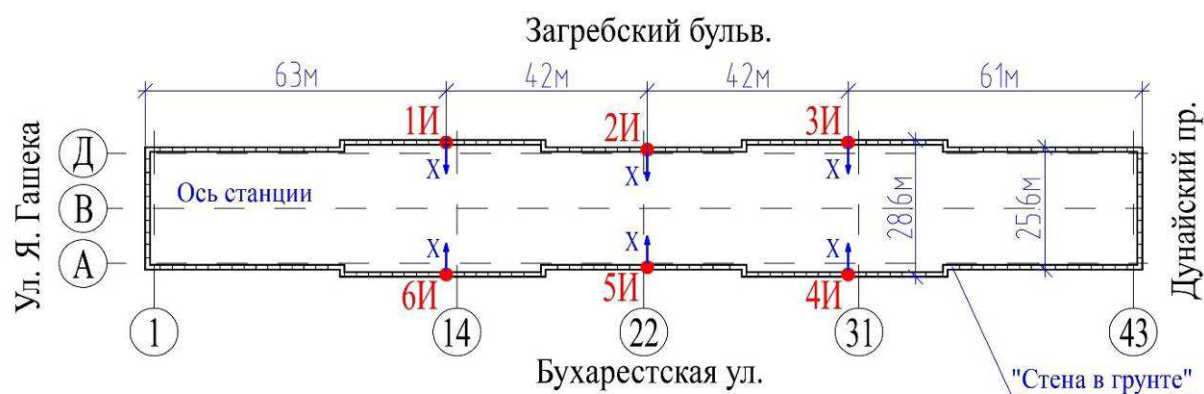
На станции «Дунайский проспект» с поверхности и до глубины 1 м залегает насыпной слой. Ниже этой отметки располагаются слабосвязные глинистые грунты – озерно-ледниковые суглинки полутвердой и тугопластичной консистенции, суглинки лужской морены. Основанием котлована станции служат дислоцированные нижнекембрийские глины твердой консистенции, располагающиеся на глубине ниже 21 м. Сооружение котлована необходимо вести с креплением стен – для этих целей по контуру станции выполнена «стена в грунте» шириной 1 м и глубиной 25 м – с заглублением в коренные грунты на 2 – 3 м.

На станции «Беговая» слой насыпных песчаных грунтов с включением строительного мусора располагается на глубину до 2 м от дневной поверхности. Ниже располагаются намывные песчано-супесчаные грунты мощностью 2 – 3 метра. Далее располагаются совершенно неустойчивый комплекс озерно-морских отложений (мощность слоя 12 – 17 м) и озерно-ледниковые отложения. Начиная с глубины 22 – 29 м залегает лужская морена, представленная ленточными и слоистыми суглинками текучей и мягкопластичной консистенции. С глубины 27 – 33 м отмечаются коренные породы, представленные плотными аргиллитоподобными котлинскими глинами. Ограждающая конструкция основной части станционного комплекса представлена «стеной в грунте» глубиной 36 м с заглублением в коренные грунты минимум на 3 м.

Инженерно-геологические условия строительства станции «Новокрестовская» схожи со станцией «Беговая» за тем исключением, что станционный комплекс располагается на намывной территории. Толщина слоя вновь намывных песков составляет 3 – 4 м. Ниже намывного слоя располагаются озерно-морские и озерно-ледниковые отложения. Коренные грунты, представленные лужской мореной, располагаются с глубины 28 – 29 м. «Стена в грунте» вокруг станционного комплекса имеет глубину 32 метра, заглубление в коренные грунты – 3 м. Помимо устройства «стены в грунте», по всей площади станционного комплекса проводились работы по Jet-цементации грунтового массива с созданием грунтовой плиты на глубине 20 – 22 м от дневной поверхности.

Для определения смещений в «стене в грунте» каждого из станционных комплексов располагались по 3 контрольных сечения с инклинометрическими скважинами, по 2 скважины в каждом сечении с разных сторон будущего котлована (рис. 1). Контрольные сечения были распределены по длине станционного комплекса. При устройстве «стен в грунте» в их арматурные каркасы закладывались ПВХ-трубы диаметром 110 – 125 мм, которые располагались по оси конструкции. Отметка дна труб находи-

лась не менее чем на 0,5 м выше нижней отметки стен. Далее, после устройства «стены в грунте», производилась промывка и оснащение получившихся скважин направляющими трубами диаметром 70 мм. Направляющие пазы в трубах ориентированы перпендикулярно «стене в грунте» для фиксации максимальных деформаций на разных этапах строительства станционных комплексов.



- 1И - 6И - Инклинометрические скважины
- X - Положительное направление измерительной оси

Рис. 1 – Схема расположения наблюдательных скважин в «стене в грунте» станции «Дунайский проспект»

После нагнетания раствора за стенки направляющих труб и его твердения был выполнен первый цикл измерений, относительно которого вычислялись деформации «стены в грунте». Также, измерительные отметки относительно верха трубы приводятся к высотным отметкам, принятым при сооружении станционного комплекса – от уровня головки рельса (рис. 2).

Измерения деформаций (смещений) «стены в грунте» в заранее оснащенных скважинах проводилось цифровыми скважинными инклинометрами, произведенными компаниями «Soil» и ЗАО «Триада-Холдинг».

Система цифрового вертикального скважинного инклинометра включает в себя одноосевой зонд, тросовую катушку, КПК с программным обеспечением, программный продукт «In-Port» для удобного представления данных и портативный запускающий брелок. Измерительный зонд сконструирован на основе технологии MEMS, позволяющей получать высокоточные и воспроизводимые измерения, а также передавать данные посредством цифрового сигнала. Результаты измерений передаются от зонда инклинометра к КПК по беспроводному каналу Bluetooth. Кевларовый трос оборудован системой стальных тросовых маркеров, которая позволяет производить высокоточные и воспроизводимые измерения с постоянным интервалом (при использовании с тросовым «затвором»).

Нулевая точка, которая считается условно-неподвижной и относительно которой ведутся измерения, на момент начала работ по сооружению станционного комплекса выбрана по дну каждой из скважин. После бетонирования плиты покрытия станции и набора бетоном прочности условно-неподвижная нулевая точка была перенесена на отметку плиты покрытия.

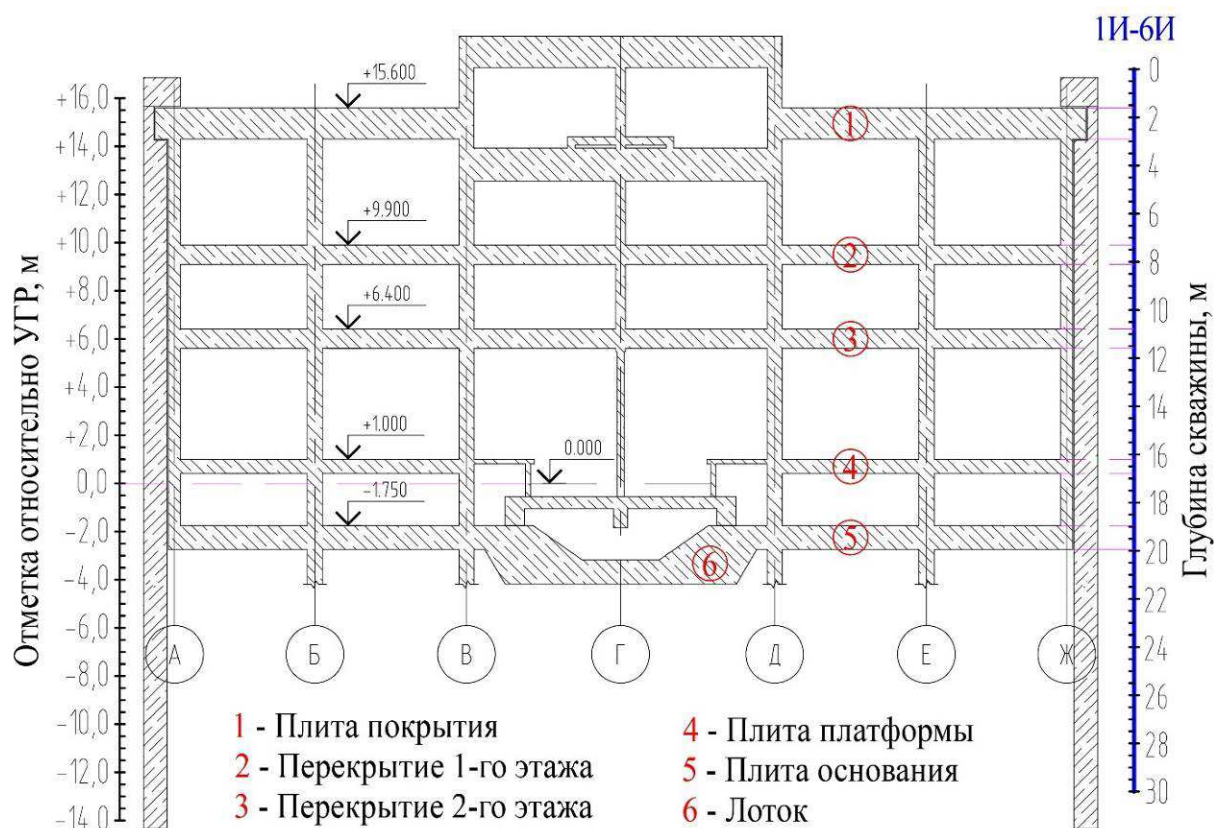


Рис. 2 – Привязка измерительных отметок инклинометрической скважины к отметкам стационарного комплекса «Новокрестовская»

Измерительный цикл по каждой скважине состоит из двух измерений – при прямом и обратном положении зонда, профиль скважины измеряется на всю ее глубину с шагом 0,5 м. Частота проведения измерений устанавливается заранее разработанной программой работ и зависит от проведения различных технологических процессов при строительстве стационарного комплекса. Так, при фазах разработки грунта в теле станции на разных ярусах измерения проводились один раз в два дня. Деформации «стены в грунте» при прохождении ТПМК через тело станций фиксировались ежедневно. После замыкания контура постоянных конструкций в контрольном сечении измерения проводились один раз в неделю до стабилизации деформаций, а далее – ежемесячно.

При контроле смещений необходимо обеспечить единство измерений, чему может помешать, к примеру, изменение верхней отметки инклинометрической трубы в результате внешнего несанкционированного воздействия. Верхняя отметка измерительной трубы за все время сооружения стационарного комплекса может также изменяться в результате разломки верхней части «стены в грунте» перед устройством обвязочной балки, а также при бетонировании обвязочной балки. Все эти изменения фиксировались для учета при обработке данных. Верх инклинометрической трубы горизонтально отторцовывался. При наращивании труб обеспечивалось четкое совмещение направляющих пазов соседних участков.

После завершения работ по сооружению стационарного комплекса, перед обратной засыпкой, инклинометрические скважины ликвидировались путем их заполнения мелкозернистым бетоном на всю глубину.

По результатам проведения работ по инклинометрии «стен в грунте» трех стационарных комплексов в период с 2014 по 2018 гг. составлена сводная таблица развития деформаций на разных этапах строительства. Измерения по станции «Дунайский проспект» велись с момента разработки грунта до отметки +11.0 м от УГР – под бетониро-

вание плиты покрытия станции. По станции «Беговая» измерения начались заблаговременно – за 2 – 5 месяцев до начала разработки грунта. По станции «Новокрестовская» измерения деформаций также начинались до начала разработки грунта в теле станционного комплекса, причем отдельно можно выделить этап смещений «стены в грунте» от проведения работ по Jet-цементации грунтового массива. Деформации «стены в грунте» на этом этапе составляют от 30 до 68 мм, направление смещений – от оси станции в сторону окружающего грунтового массива (рис. 3а).

Графики максимальных деформаций по инклинометрическим скважинам на этапе от начала разработки грунта до замыкания контура постоянных конструкций приведены на рис. 3б.

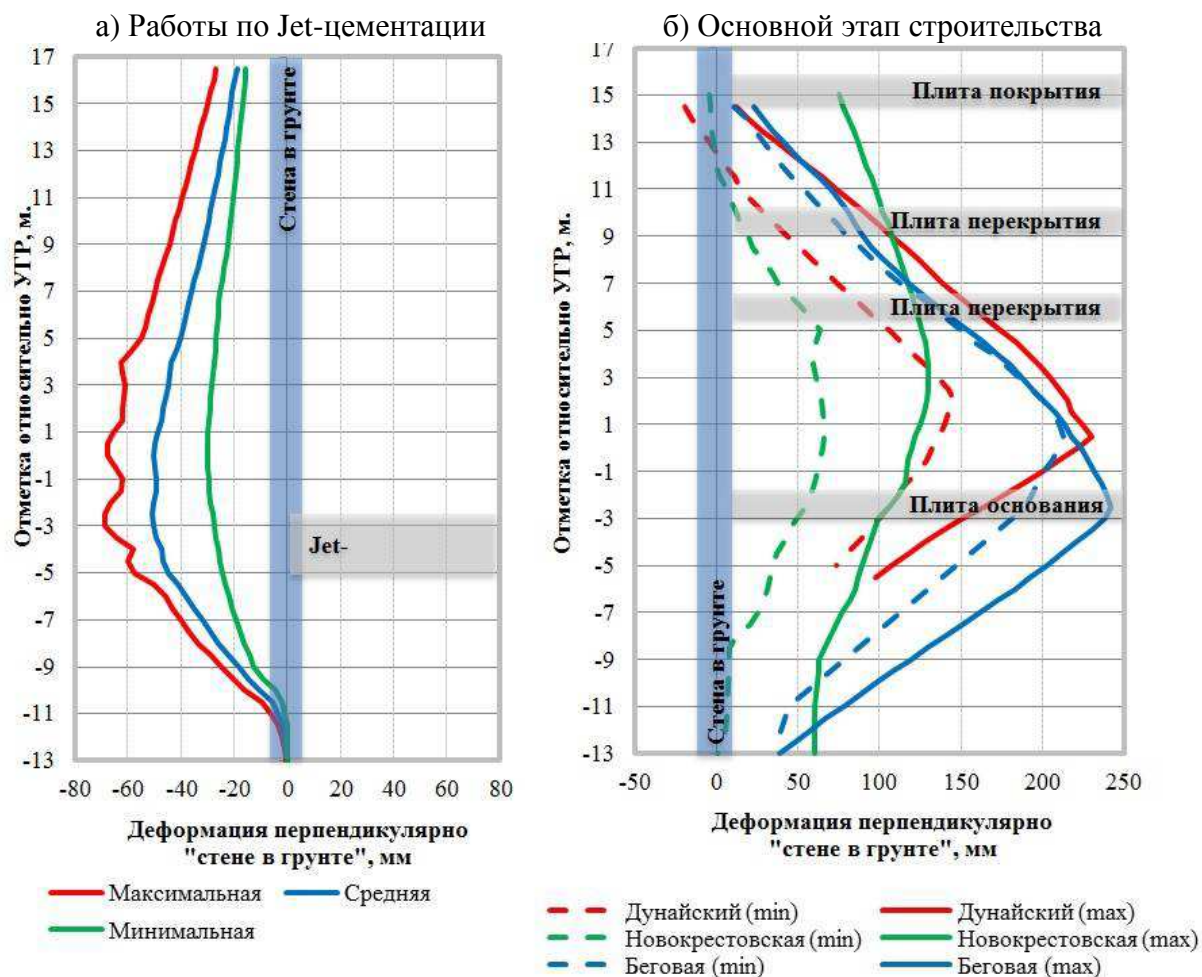


Рис. 3 – Графики смещения инклинометрических скважин от вертикальной оси

Деформации «стен в грунте» рассматриваемых станционных комплексов на этапах от начала разработки котлована и до завершения устройства постоянных конструкций в сечениях скважин приведены в таблице 1. По станции «Дунайский проспект» измерения были начаты в момент устройства стяжки по дну котлована 1-го яруса. Положительные значения соответствуют деформациям, направленным от «стены в грунте» внутрь станционного комплекса.

Таблица 1 – Деформации «стены в грунте» по результатам инклинометрии

Станция	«Новокрестовская»		«Беговая»		«Дунайский проспект»	
	Диапазон деформаций, мм (отм. макс. деф, м)	Длина этапа, сут.	Диапазон деформаций, мм (отм. макс. деф, м)	Длина этапа, сут.	Диапазон деформаций, мм (отм. макс. деф, м)	Длина этапа, сут.
Jet-цементация грунтового массива	-31...-69 (-3...+1)	---	нет	нет	нет	нет
Проходка двухпутного тоннеля через станционный комплекс	нет	нет	-1...+10 (-3...+1)	---	-3...+9 (0...+7)	---
Разработка грунта. 1-й ярус	-20...+72 (+14...+15)	40-80	-7...+22 (+14...+15)	35-60	---	---
От устройства стяжки до бетонирования плиты покрытия	-9...+9 (+6...+8)	30-50	-1...+7 (+1...+6)	55-75	0...+19 (+14...+15)	95-150
От бетонирования плиты покрытия до начала дальнейшей разработки грунта	-1...+4 (0...+6)	10-60	+4...+24 (+1...+5)	20-70	0...+14 (+6...+9)	5-105
Разработка грунта. 2-й ярус	+17...+31 (+7...+9)	25-65	+33...+100 (+3...+7)	25-60	+19...+55 (+5...+7)	25-140
От устройства стяжки до бетонирования перекрытия первого этажа	-1...+4 (нет)	15-35	+3...+8 (+2...+7)	10-30	+2...+17 (+8...+10)	25-70
От бетонирования плиты перекрытия первого этажа до начала дальнейшей разработки грунта	-1...+6 (+3...+6)	11-22	+16...+29 (-1...+2)	75-105	-8...+6 (нет)	25-85
Разработка грунта. 3-й ярус	+11...+23 (+3...+5)	10-25	*** +20...+64 (-2...0)	40-160	+13...+44 (-1...+4)	50-130
От устройства стяжки до бетонирования перекрытия второго этажа	-1...+2 (нет)	5-15	+3...+14 (-3...+1)	15-20	*** -21...+11 (-5...-3)	50-65
От бетонирования боковых пролетов перекрытия второго этажа до начала дальнейшей разработки грунта	0...+17 (-1...+2)	10-22	*** +7...+11 (-2...+2)	10-50	*** +52...+94 (-1...+2)	200-280
Разработка грунта. 4-й ярус	+43...+109 (-2...0)	65-169	*** 71-88 (-3...-1)	115-150	*** 20 – 72 (-1...+2)	40-100
От устройства стяжки до бетонирования плиты основания	+2...+8 (0...+2)	15-60	+1...+2 (-3...-1)	25-35	-11...+37 (-3...+1)	10-150
От бетонирования плиты основания до бетонирования плиты платформы	-10...+6 (нет)	10-50	-1...+2 (-1...+2)	40-50	-8...+42 (0...+2)	135-250
От бетонирования плиты платформы до окончания измерений	+1...+10 (0...+5)	50-210	-3...+6 (0...+3)	50-55	-1...+7 (-5...-2)	160-450
Деформации на момент окончания измерений	* Мин. +66 Сред. +112 Макс. +130 Отм. +1...+4	---	Мин. +213 Сред. +217 Макс. +242 Отм. -3...+1	---	** Мин. +146 Сред. +195 Макс. + 231 Отм. -0...+2	---

Примечания:

* - без учета цементации грунтового массива;

** - в период от устройства стяжки по дну котлована 1-го яруса;

*** - влияние демонтажа отделки двухпутного тоннеля.

Разработка грунта 1-го яруса станционных комплексов велась от уровня дневной поверхности (отм. $\approx +17$ м от УГР) до отм. +11...+13 м. Далее бетонировалась плита покрытия (верх плиты на отм. $\approx +15.5$ м). Затем разрабатывался второй ярус грунта (до отм. +7 м) и устраивалась плита перекрытия на отм. $\approx +9.9$ м. Разработка грунта третьего яруса велась до отм. +2.5...+3.5 м, после этого бетонировались боковые пролеты

плиты перекрытия на отм. +6.4 м. Дальнейшие работы на станциях «Дунайский проспект» и «Беговая» были сопряжены с демонтажем обделки двухпутного тоннеля или передвижкой ТПМК (станция «Новокрестовская»). Разработка грунта 4-го яруса производилась до отм. -3 м, затем устраивалась стяжка по дну котлована, велась подготовка основания и заливалась нижняя плита станционного комплекса. Далее бетонировалась плита платформы (отм. +1 м) и с устройством стен выше плиты платформы замыкался контур постоянных конструкций.

Наибольшие деформации по скважинам проявляются на этапах от начала разработки грунта каждого яруса до бетонирования стяжки по дну котлована. При отсутствии после разработки грунта стяжки по дну котлована, зафиксировано увеличение деформаций на соответствующем этапе в 1,1 – 1,9 раз до момента ее устройства.

На величину деформаций значительно влияет очередность разработки грунта по длине станционного комплекса. Разрабатывать грунт и бетонировать плиты перекрытий, согласно проектной документации, необходимо было в последовательном или шахматном порядке захватками, не превышающими расстояния между деформационными швами (30 – 40 м). Фактически фиксировалась разработка грунта участками, превышающими рекомендованные параметры в 2 – 5 раз, без своевременного устройства плит перекрытия над разработанными зонами.

Максимальные деформации по всем трем станционным комплексам отмечались на этапе разработки грунта 4-го яруса. На станции «Новокрестовская» в этот период сначала был разработан грунт под лоток для пропуска ТПМК в центральном пролете и лишь потом (с отставанием на 30-130 дней) проведена экскавация грунта в боковых пролетах и завершено устройство плиты основания. Какой-либо жесткой конструкции, объединяющей стяжку на отм. +3,0 м с лотковой плитой на отм. -1 м, не было и «стена в грунте» деформировалась свободно. Аналогичная картина наблюдалась на станциях «Беговая» и «Дунайский проспект» при демонтаже обделки двухпутного тоннеля. Здесь грунт между отм. -3...+3 м поддерживался исключительно раствором от нагнетания за обделку двухпутного тоннеля, что не спасало от увеличения деформаций. Устройство системы расстрелов на отм. +2.0 м на станции «Беговая» к уменьшению динамики развития деформаций от разработки грунта не привело. Значительные деформации «стены в грунте» на этом этапе привели к переносу положения боковых стен станционных комплексов и, соответственно, к сужению полезной ширины пассажирских платформ и служебных помещений. Заложенного допуска на смещение «стены в грунте» в размере 50 мм не хватило.

Деформации от проходки двухпутного тоннеля через станционные комплексы, в целом, незначительные и составляют -3...+10 мм.

Между этапами разработки грунта (от устройства стяжки по дну котлована до ее разломки) деформации составляют, в среднем, 10 мм на этап, если скважина расположена в середине захватки разработки грунта. Если скважина расположена на границе захватки, то на этапе экскавации грунта в соседних захватках деформации, соответственно, увеличиваются.

Фактические значения деформаций по результатам инклинометрии «стены в грунте» и по результатам расчетов в рамках проектной документации приведены в таблице 2. Расчет выполнен в программном комплексе «РК6», реализующем расчетный метод «Метрогипротранса» в режиме заданных нагрузок в рамках плоского деформированного состояния. Параллельный расчет был выполнен в программном комплексе SCAD 11.3, расхождения в результатах не превысили 10%. Как видно из таблицы, фактические деформации «стены в грунте» превышают расчетные не менее чем в 3 раза.

Таблица 2 – Сравнение расчетных и фактических деформаций «стены в грунте»

Этап	Расчетная деформация, мм		
	"Новокрестовская"	"Беговая"	"Дунайский пр."
Разработка грунта 1-го яруса с устройством плиты покрытия	3.9	8.7	5.2
Разработка грунта 2-го яруса с устройством плиты перекрытия	3.5	9.5	5.8
Разработка грунта 3-го яруса с устройством плиты перекрытия	7.0	19.3	---
Разработка грунта 4-го яруса	6.5	25.4	14.6
После бетонирования плиты основания и стен	2.2	7.1	2.7
Общая расчетная деформация при условии ее суммировании по этапам:	23.1	70.0	28.3
Фактическая деформация	66...130	213...242	146...231
Превышение фактической деформации над расчетной, раз	2,9...5,6	3,0...3,5	5,2...8,2

Строительство станций мелкого заложения методом «top-down» в условиях Санкт-Петербурга является прогрессивной технологией, которую необходимо развивать и дорабатывать.

Фактические деформации «стен в грунте» в несколько раз превышают расчетные величины. Превышение расчетных значений можно связать как с нарушениями технологии сооружения станционных комплексов на всех этапах строительства, так и с неточностью расчетных схем.

Значительные деформации «стены в грунте», направленные в сторону продольной оси станций, приводят к ослаблению грунтового массива по наружному контуру станционных комплексов с расширением мульды осадок дневной поверхности, что может негативно отразиться на технической безопасности зданий и сооружений, расположенных рядом.

Особое внимание необходимо обратить на технологию сооружения станционных комплексов в части разработки грунта под плиту основания при которой высота незакрепленного промежуточными перекрытиями участка «стены в грунте» достигает 10 м.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лиханов Д.К., Ларионов Р.И. Повышение безопасности ведения горнопроходческих работ при строительстве метрополитена в Санкт-Петербурге. Донецк, Труды РАНМИ, сборник научных трудов №6 (21). 2018. С. 326-338.
2. Лебедев М.О., Ларионов Р.И., Егоров Г.Д., Попович А.В. Геотехнический мониторинг при строительстве Санкт-Петербургского метрополитена на малых глубинах. М., Метро и тоннели №6. 2016. С. 19-23.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОБДЕЛКИ ТРАНСПОРТНОГО ТОННЕЛЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ

ЛЕБЕДЕВ М. О.¹

¹ ОАО «ИПИИ «Ленметрогипротранс», г. Санкт-Петербург

Аннотация. При очевидных недостатках визуального осмотра внутренней поверхности обделки транспортных тоннелей для оценки ее технического состояния имеется альтернативный метод – использование контрольно-измерительной аппаратуры, размещаемой в обделках при строительстве тоннелей в составе горно-экологического мониторинга. В статье приведен пример реализации горно-экологического мониторинга в части контроля напряженно-деформированного состояния обделки при строительстве железнодорожного тоннеля и последующему оснащению тоннеля автоматизированной системой геотехнического мониторинга входящей в систему АСУ ТП (автоматизированная система управления технологическими процессами). Приведены результаты контроля напряженно-деформированного состояния обделки при эксплуатации тоннеля, позволяющие выполнять прогноз технического состояния тоннеля.

Ключевые слова: тоннель, обделка, напряженно-деформированное состояние, технология строительства, инженерно-геологические условия, прогноз технического состояния.

STRESS-STRAIN STATE OF THE TRANSPORT TUNNEL LINING DURING CONSTRUCTION AND OPERATION

LEBEDEV MIHAIL OLEGOVICH¹

¹ Design and surveying institute «Lenmetroprotrans»

Abstract. Since there are obvious shortcomings of visual inspection of the inner surface of the transport tunnels lining for the purpose of assessing its technical condition, there is an alternative method – the use of control and measuring instruments, which are placed in the lining during tunnel construction as part of the mining and environmental monitoring. The paper presents an example of mining and environmental monitoring implementation in terms of monitoring the stress-strain state of the lining during construction of the railway tunnel and subsequent tunnel equipping with an automated geological-and-engineering monitoring system included in the automated process control system. The results of monitoring the stress-strain state of the lining during operation of the tunnel are given, which allow making a forecast of the tunnel technical condition.

Key words: tunnel, lining, stress-strain state, construction method, engineering-geological conditions, technical condition forecast.

Знание фактических параметров напряженно-деформированного состояния несущих конструкций транспортных тоннелей является важной задачей при их эксплуатации поскольку является ключевым фактором при оценке технического состояния и соответственно безопасной эксплуатации.

В настоящее время оценка технического состояния транспортных тоннелей осуществляется на основании инструкций и методических рекомендаций. Так, например, для автодорожных тоннелей такие работы выполняются на основании [1]. Состав работ по надзору включает визуальные осмотры и геодезическо-маркшейдерские наблюдения состояния конструкций автодорожных тоннелей с заданной периодичностью. Для железнодорожных тоннелей такие работы выполняются на основании инструкции [2], в соответствии с которой выполняются визуальные осмотры с заданной периодичностью. Контрольная нивелировка выполняется один раз в 5 лет.

К сожалению, при таком подходе, невозможно дать своевременную оценку технического состояния несущих конструкций, а тем более его прогнозировать, в силу

наличия косвенных факторов, способствующих искажению реальной оценки результатов визуальных осмотров. Как, например - неверная оценка значимости выявленных нарушений, формальный подход к выполнению рутинных задач, возможность доступа к местам закрытым протипожарными конструкциями, возможность визуального контроля на значительном расстоянии (размеры поперечного сечения), наличие специалиста в области «работы» подземных сооружений (геотехника или геомеханика).

При эксплуатации тоннеля весьма сложной задачей является определение напряженно-деформированного состояния крепей и обделок. В настоящее время при строительстве и реконструкции транспортных тоннелей нормативная документация [3, 4] предусматривает оснащение крепей и обделок контрольно-измерительной аппаратурой, которая при последующей эксплуатации тоннелей дает возможность не только оценивать текущее напряженно-деформированное состояние обделки, но и прогнозировать его изменение, а следовательно и техническое состояние конструкций.

Оснащение крепей и обделок контрольно-измерительной аппаратурой осуществляется в соответствии с проектом горно-экологического (геотехнического) мониторинга, входящего в состав проектной документации.

Самой масштабной работой в РФ по реализации горно-экологического мониторинга при строительстве транспортных тоннелей является «Олимпийская» трасса на участке «Адлер – «Альпика-Сервис», на которой было построено 6 железнодорожных и 3 автодорожных тоннеля общей протяженностью подземных выработок около 32,5км [5].

Один из железнодорожных тоннелей строился в известняках различной степени трещиноватости. Длина тоннеля составляет 108,5м (рис. 1).

В соответствии с инженерно-геологическими изысканиями на 40% длины тоннеля породы трещиноватые до сильнотрещиноватых, закарстованные, прочные. Коэффициент крепости по устойчивости $f=2,0-2,5$.

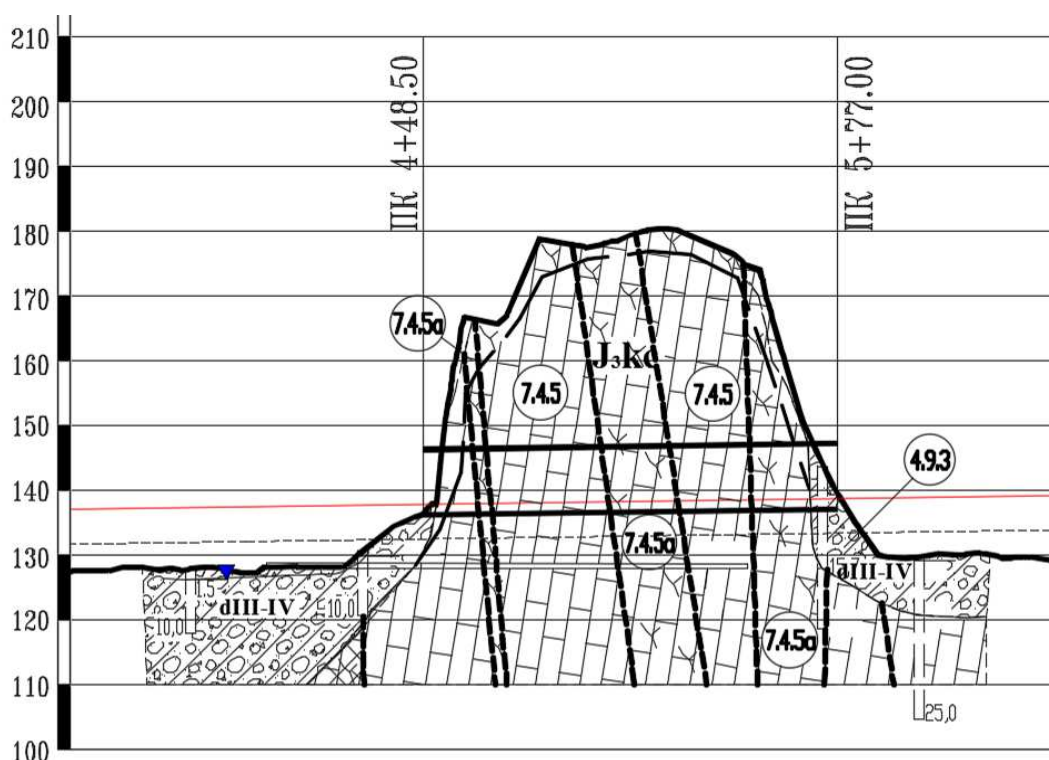


Рис. 1. Продольный разрез тоннеля и размещение опытных участков по трассе тоннеля: 1 – ПК 224+59,5; 2 – ПК 224+84; 3 – ПК 225+25; 4 – ПК 225+47,5

На 60% длины тоннеля породы трещиноватые и слаботрещиноватые, прочные. Коэффициент крепости по устойчивости $f=6,0-8,0$. Известняки неразмываемые.

В таблице 1 представлены инженерно-геологические условия на опытных участках по проектным и фактическим данным.

Проходка железнодорожного тоннеля была разбита на два этапа, выполняемыми последовательно. Сначала была выполнена проходка калотты со стороны северного портала на всю длину тоннеля. После завершения проходки калотты встречными забоями выполнили проходку нижней части тоннеля на всю его длину.

Проходку вели стреловым проходческим комбайном Alpine Miner AM 75 и буровзрывным способом. Погрузка отбитой горной массы осуществлялась в подземные автопоезда МоАЗ 7405-9586 или погрузочно-доставочные машины.

Очистная подборка породы в труднодоступных для комбайнов местах, а также другие вспомогательные и погрузо-транспортные работы, производились маневренными машинами «TORO-301D».

Временная крепь на всей трассе тоннеля выполнена из двутавровых арок N20 с шагом 1,5м и заполнением межрамного пространства тяжелым бетоном класса В25 либо набрызгбетоном такого же класса. При проходке калоттной части величина заходки равнялась шагу установки арок. Для проходки штроссовой части тоннеля использовалась та же техника, что и для проходки калоттной части тоннеля. Раскрытие штроссовой части буровзрывным способом осуществлялось на всю высоту заходками на 1-3 метра с опережением разработки одной стороны тоннеля на величину заходки.

Постоянную обделку из монолитного железобетона возводили с использованием стальной передвижной опалубки на рельсовом ходу типа «Saga Cogio». Перед монтажом арматурного каркаса постоянной обделки по внутреннему контуру временного крепления закрепляли рулонную гидроизоляцию.

Определение напряженно-деформированного состояния крепи и обделки, при строительстве тоннеля, выполнялось на опытных участках при помощи струнных датчиков, размещаемых на внешнем и внутреннем контурах калоттной и штроссовой частей (рис. 2).

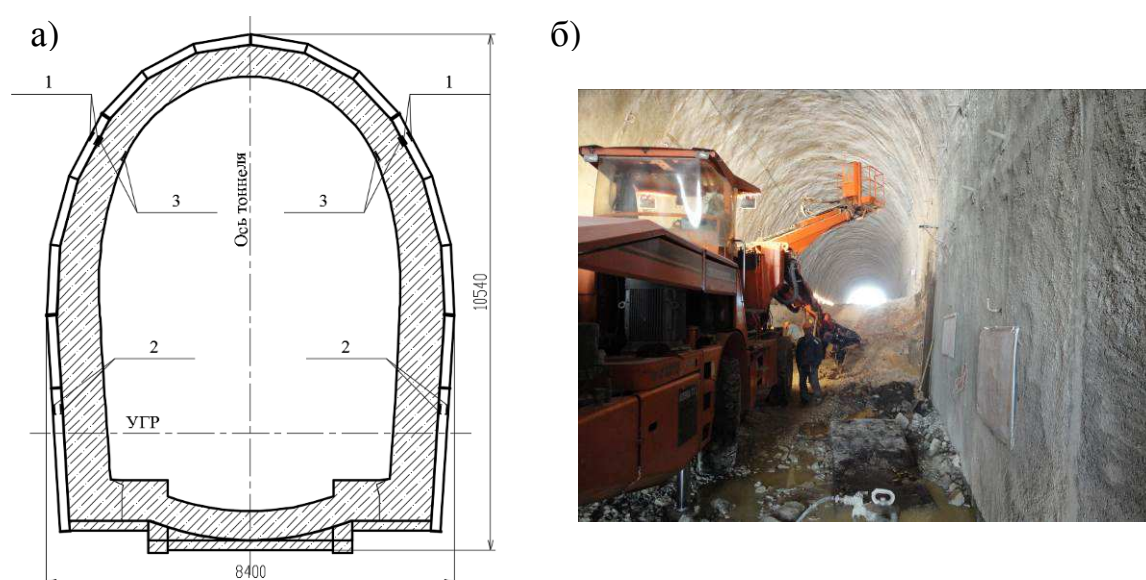


Рис. 2. Проходка тоннеля: а) Поперечное сечение тоннеля с размещением датчиков в крепи и обделке; б) Разработка штроссовой части способом ББР; 1 – датчики в крепи калоттной части; 2 – датчики в крепи штроссовой части; 3 – датчики в обделке

Во временной крепи датчики были установлены на ПК 4+59,5, ПК 4+84, ПК 5+25, ПК 5+47,5.

В постоянной обделке датчики установлены на ПК 4+59,0, ПК 4+89,0, ПК 5+25 и ПК 5+48,5.

На опытных участках в крепи измерительными приборами оснащено четыре узла по два датчика (рис. 2). Из них два узла по два датчика при проходке калотты, и два узла по два датчика при проходке штроссы. В постоянной обделке в каждом сечении установлено 4 датчика – 2 датчика на внешнем контуре и 2 датчика на внутреннем контуре.

Рассмотрим результаты исследований для наиболее неблагоприятного участка – на ПК 5+25 (рис. 3).

Изначально калоттная часть здесь была разработана на высоту 5,6 м, а затем с отставанием забоя доработана до высоты 7,23 м. Процесс понижения калоттной части вызвал снижение и до того незначительных напряжений до нулевых значений. Затем напряжения начинают снова увеличиваться. Разработка штроссы оказала влияние на изменение усилий в крепи калоттной части, но не значительное. Отмечалось уменьшение напряжений на 1 МПа, а при отходе забоя штроссы напряжения вернулись к прежним значениям.

Возведение постоянной обделки вызвало увеличение нормальных тангенциальных напряжений в крепи за счет температурных градиентов. По мере набора прочности чистовым бетоном, напряжения в крепи возвращаются к своим прежним значениям.

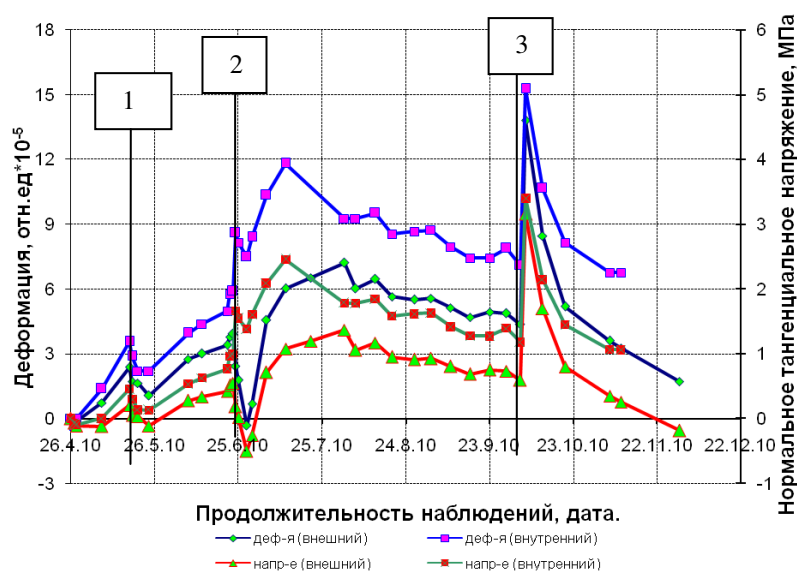


Рис. 3. Кривые развития относительных деформаций и нормальных тангенциальных напряжений в бетоне временной крепи на ПК 5+25: 1 – доработка калотты на полное сечение; 2 – разработка штроссовой части; 3 – возведение постоянной обделки

За весь период исследований сжимающие нормальные тангенциальные напряжения в калоттной части крепи не превысили 2,5 МПа. С учетом средних напряжений в сечении крепи 1,8 МПа, нормальная сила составляет 396 кН.

Напряженно-деформированное состояние крепи штроссовой части тоннеля достаточно быстро стабилизировалось. Через 1,5 месяца после возведения крепи штроссовой части нормальные тангенциальные напряжения составляли 1,5 МПа. Возведение постоянной обделки вызвало увеличение нормальных тангенциальных напряжений в крепи штроссовой части на такие же величины, как и в калоттной части, а затем по ме-

ре набора прочности чистовым бетоном, они вернулись к своим прежним величинам и далее стали стремиться к нулевым значениям.

Напряженно-деформированное состояние постоянной обделки (рис. 4) формируется достаточно длительное время – в течение одного года, после чего отмечалась стабилизация. Нормальные тангенциальные напряжения за это время увеличиваются до 3 МПа на внутреннем контуре обделки. На внешнем контуре напряжения растяжения составляют около 1 МПа. При таком уровне напряжений нормальная сила составляет около 650 кН.

Усилия в крепи и обделке формируются одинаково, относительно оси тоннеля, с правой и левой стороны. Коэффициент вариации не превышает 15%. Величины нормальных тангенциальных напряжений для всех опытных участков по длине тоннеля сведены в табл. Анализ величин напряжений и инженерно-геологических условий показывает, что для опытного участка на ПК 5+25 при худших условиях расположения, напряжения в крепи меньше, чем на других опытных участках, а в обделке нормальные тангенциальные напряжения не превышают таких параметров на других опытных участках.

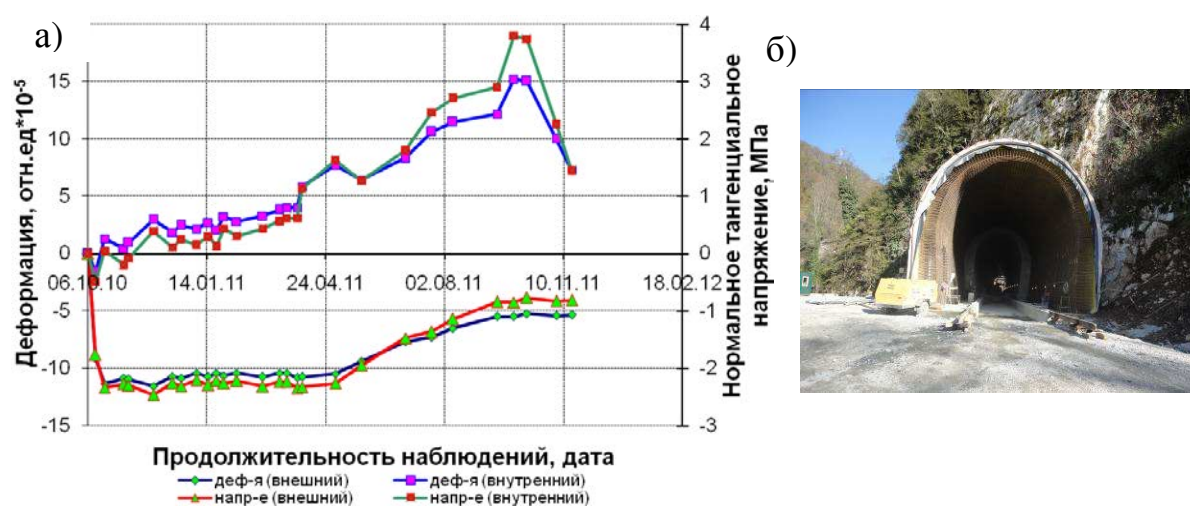


Рис. 4. Кривые развития деформаций и нормальных тангенциальных напряжений в бетоне постоянной обделки на ПК 5+25 – а; вид на тоннель со стороны Южного портала – б

Таблица – Результаты натурных исследований напряженно-деформированного состояния крепи и обделки на опытных участках

Опытный участок	Глубина заложения (до шельги), м	Нормальные тангенциальные напряжения, МПа (на внешнем контуре/на внутреннем контуре)			
		В крепи калоттной части		В обделке, через один год после возведения	В обделке, через восемь лет после возведения
		После разработки калотты	В калотте после разработки штроссы		
ПК 4+59,5	20,0	5,0/5,8	6,3/7,5	2,2/2,0	9,2/11,0
ПК 4+84	32,0	1,3/0,8	2,3/1,0	-1,0/3,0	8,3/8,5
ПК 5+25	32,0	0,6/1,0	1,3/2,3	-1,0/3,0	0,5/8,4
ПК 5+47,5	28,0	1,6/2,0	2,0/2,6	-1,0/1,2	6,2/4,0

Примечание: знак «-» - растяжение.

Выделяется опытный участок на ПК 4+59,5, где в крепи напряженно-деформированное состояние больше, чем на других опытных участках в 2-3 раза. Такому напряженному состоянию способствовала большая площадь поперечного сечения тоннеля на 20 %, связанная с раструбным участком у Южного портала и его расположения в зоне влияния склона (рис 4б).

Из полученных результатов натурных исследований получено, что усилия в конструкции временной крепи и постоянной обделки весьма незначительно отличаются при изменении степени трещиноватости вмещающего массива, представленного известняками.

Вся контрольно-измерительная аппаратура, размещенная в обделках "Олимпийских" тоннелей подключена к автоматизированной системе геотехнического мониторинга, позволяющей контролировать напряженно-деформированное состояние обделки при эксплуатации в режиме реального времени. Данная система входит в состав АСУ ТП эксплуатации транспортных тоннелей на участке «Адлер – горноклиматический курорт «Альпика-Сервис» [6, 7].

Информация с контрольно-измерительной аппаратуры 9 (деяти) тоннелей в режиме реального времени поступает на серверы мониторинга в здание диспетчерской по автомобильной дороге и в здание диспетчерской по железной дороге. После обработки поступающих данных информация визуализируется на отдельном АРМе, расположенном на столе перед диспетчером, осуществляющего контроль всех автоматизированных систем безопасной эксплуатации тоннелей.

Результаты контроля напряженно-деформированного состояния обделки при эксплуатации рассматриваемого тоннеля приведены на рис. 5, где отражены величины нормальных тангенциальных напряжений с 2014 года по 2018 год на внешнем контуре с левой стороны по всем опытным участкам. На представленных графиках кроме влияния температурных градиентов, которые оказывают влияние на изменение напряжений в течение года до 1,5 МПа, прослеживается четкий тренд увеличения сжимающих напряжений в обделке, которые за 4 года увеличились на 2,5 – 3,0 МПа. При этом с большой долей вероятности скорость роста напряжений в ближайший год не измениться.

Величины нормальных тангенциальных напряжений в обделке на конец 2018 года по опытным участкам внесены в таблицу.

Анализ таблицы позволяет отметить, что усилия в обделке через восемь лет (шесть лет эксплуатации тоннеля) значительно увеличились по сравнению с величинами усилий, которые сформировались через один год после ее возведения. Среди причин такого изменения – перераспределение напряженного состояния между крепью и обделкой, вибродинамическое влияние движения поездов на работу системы «обделка – крепь – вмещающий массив». Но самое главное, что система мониторинга позволяет знать о таких изменениях и прогнозировать изменение напряженно-деформированного состояния конструкций.

Большую роль результаты натурных исследований оказывают при выборе методов расчета крепей и обделок [8-14].

Для безопасной эксплуатации транспортных тоннелей и прогноза состояния системы «обделка – вмещающий массив» является целесообразным создание аналитического центра по обработке и анализу базы данных геотехнического мониторинга, выполняемого на эксплуатируемых транспортных тоннелях, с целью усовершенствования и оптимизации методологических и технических средств.

В составе прогноза состояния системы «обделка – вмещающий массив» по данным автоматизированного геотехнического мониторинга могут решаться такие важные задачи, как:

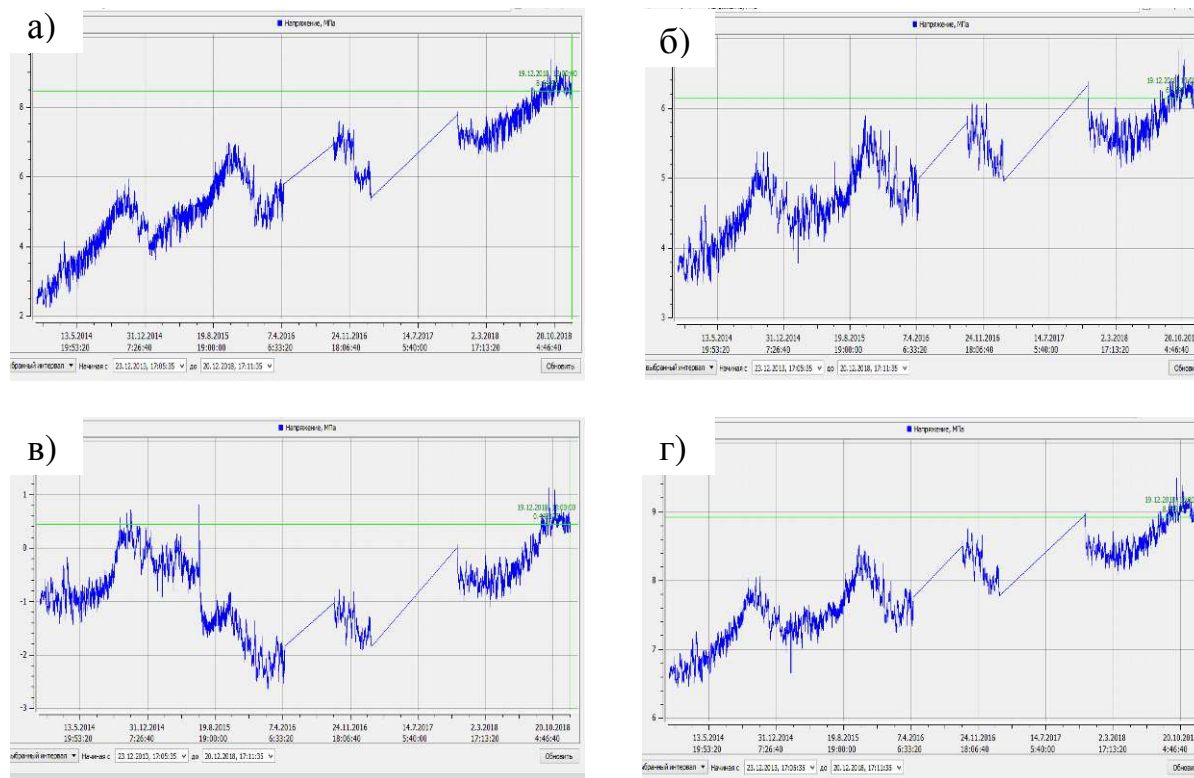


Рис. 5. Кривые развития нормальных тангенциальных напряжений в бетоне постоянной обделки с левой стороны на внешнем контуре: а) на ПК 4+59 б) на ПК 4+89; в) на ПК 5+25; г) на ПК 5+48,5

- оценка работоспособности дренажных устройств;
- назначение визуального осмотра обделок;
- выполнение съемки сечений обделки на предмет определения габаритов приближения;
- заключение о достаточности несущей способности обделок.

В настоящее время такие задачи в ОАО «РЖД» и РОСАВТОДОРЕ выполняются на основании разработанных регламентов и инструкций, которые не могут дать объективной оценки о действительной необходимости проведения таких работ, либо вообще отсутствуют, как например оценка несущей способности обделок.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ОДМ 218.3.003-2010 «Методические рекомендации по содержанию автодорожных тоннелей».
2. Инструкция по содержанию искусственных сооружений, утверждённая МПС РФ № ЦП-628 от 28.12.1998.
3. СП 122.13330.2012 Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97.
4. ОДМ 218.4.022-2015 «Рекомендации по проведению геотехнического мониторинга строящихся и эксплуатируемых автодорожных тоннелей».
5. Безродный К.П., Лебедев М.О. Горно-экологический мониторинг при строительстве и эксплуатации транспортных тоннелей Северного Кавказа // Интернет-журнал «Наукоедение», 2014 №5 (24) [Электронный ресурс]-М.: Наукоедение, 2014 -.- Режим доступа: <http://naukovedenie.ru/sbornik5/24.pdf>, свободный.

6. Безродный К.П., Культин И.В., Лебедев М.О. Автоматизированная система управления технологическими процессами (АСУ ТП) в железнодорожных тоннелях Олимпийской трассы // Наука и транспорт. 2009. С. 24-26.
7. Кобылкин С.И., Лебедев М. О. Комплексная автоматизация мониторинга тоннелей // Путь и путевое хозяйство. 2015. №6. С. 9 – 12.
8. Протосеня А.Г. Огородников Ю.Н., Деменков П.А., Карасев М.А., Лебедев М.О., Потемкин Д.А., Козин Е.Г. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг. СПб: СПГГУ-МАНЭБ, 2011. 355 с.
9. Lunardi P. Design and Construction of Tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils. (ADECO-RS). Berlin, Heidelberg: Springer, 2008. 576 p.
10. Xia-Ting Feng. Rock Mechanics and Engineering Volume 4: Excavation, Support and Monitoring 1st Edition. CRC Press. Taylor & Francis Group. 2017. 738 p.
11. New challenges in numerical modeling / A.H. Thomas // Proc. of the 11th Int. Conf. 'Transport and City Tunnels', Prague 14-16 June 2010. – Prague: Czech Tunnel Association ITA–AITES. P. 721-725.
12. Barton N. Geotechnical Design. World tunneling, November 1991. P. 410 – 416.
13. Technical manual for design and construction of road tunnels – Civil elements / US department of transportation, highway administration. New York, 2009. 702 p.
14. Lebedev M.O. Choosing a calculation method for stress-deformed state of supports and lining of transport tunnels / Integrated Underground Solutions for Compact Metropolitan Cities // 16 th World Conference of the Associated Research Centers for the Urban Underground Space (ACUUS) 5-7 November 2018, Hong Kong. P. 678 – 687.

УДК 69.059.32

КОМПЛЕКСНОЕ РЕШЕНИЕ ВОПРОСОВ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ПРОМЕРЗАНИЯ ОБДЕЛКИ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ СТВОЛОВ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ В ПЕТЕРБУРГСКОМ МЕТРОПОЛИТЕНЕ

БУРИН Д. Л.¹, КОЗИН Е. Г.¹
¹ГУП «Петербургский метрополитен»

Аннотация. В условиях Санкт-Петербурга многие вентиляционные стволы в зимний период работают в режиме нагнетания свежего воздуха, что обуславливает одну из проблем – промерзание обделки. Существенно ухудшает условия работы конструкции стволов многократное замерзание и оттаивание обделки в течение зимнего периода, что в свою очередь приводит к снижению ее гидроизоляционных свойств.

В результате анализа вариантов применения различных видов бетонов, обладающих теплоизолирующими свойствами, было установлено, что наиболее рациональным вариантом является применение пеностеклобетона, срок службы которого практически неограничен.

Ключевые слова: метрополитен, обделка стволов вентиляционных шахт, реновация, увеличение срока службы, пеностеклобетон.

A COMPREHENSIVE SOLUTION TO THE ISSUES OF PREVENTING THE FREEZING OF THE LINING OF VENTILATION SHAFTS, OPERATED IN THE ST. PETERSBURG METRO

BURIN DMITRIJ LEONIDOVICH¹, KOZIN EVGENIJ GERMANOVICH¹
¹St. Petersburg Metro

Abstract. Under conditions of St. Petersburg during winter, many ventilation shafts operate in fresh air blowdown mode that preconditions one of the problems – lining frost penetration. Shaft struc-

ture operation conditions are significantly affected by repeated freeze-thaw of lining during winter that causes deterioration of its damp-proof properties.

As a result of analysis of application of various concrete types that have heat insulating properties, it was found out that the most reasonable option is application of foam glass-concrete service life of which is almost unlimited.

Key words: underground railway, lining of ventilation shafts, retrofitting, service life increasing, glass-concrete.

Вентиляционные стволы в системе подземных сооружений метрополитена являются значимым звеном. Они обеспечивают воздухообмен в перегонных тоннелях и на станциях метрополитена, служат для дымоудаления при пожаре, а также могут выполнять функции эвакуационных выходов для пассажиров в случаях возникновения чрезвычайных ситуаций. В этой связи, поддержание вентиляционных стволов в надлежащем техническом состоянии и обеспечение эксплуатационной надежности их строительных конструкций имеет важное значение.

Вентиляционные стволы, расположенные на перегонах, в зимний период работают в режиме нагнетания свежего воздуха. Это обуславливает одну из самых острых проблем, связанную с эксплуатационной надежностью вентиляционных шахт – промерзание обделки. В зимний период температура наружного воздуха может опускаться ниже -25°C , что в режиме приточной вентиляции приводит к промерзанию не только конструкций обделки, но и грунтов вблизи ее контура.

В Санкт-Петербурге подавляющее большинство вентиляционных стволов расположено (по глубине) в слабых обводненных грунтах четвертичных отложений. В процессе эксплуатации происходит нарушение (вымывание) материалов нагнетания, а вода, распределяясь по контуру обделки, проникает в зону, расположенную в плотных протерозойских глинах.

При замерзании грунтов и воды в заобделочном пространстве обделка испытывает значительные дополнительные нагрузки. Это приводит к интенсивному износу конструкции вентиляционного ствола, деформациям и повреждению тубингов, вплоть до их разрушения и выпуска в ствол воды и грунтовых масс, то есть к аварийным ситуациям.

Ухудшает условия работы конструкций и знакопеременный температурный режим, так как в течение зимнего периода промерзание-оттаивание обделки может проходить многократно. По этим причинам вопросы предотвращения промерзания обделки в зимний период являются очень актуальными.

В последние годы при ремонте стволов устраиваются железобетонные рубашки для усиления поврежденной обделки (см. рис. 1, а). При этом вопрос теплоизоляции остается нерешенным.

Существуют различные предложения по теплоизоляции стволов, связанные с установкой теплоизолирующих панелей из различных материалов, в том числе и в виде несъемной опалубки для бетонирования. Эти варианты характеризуются многодельностью исполнения и высокой стоимостью (см. рис. 1, б).

По нашему мнению, наиболее рационально следовало бы совместить железобетонную рубашку (усиление) и теплоизоляцию в единую конструкцию на базе специальных видов бетона (см. рис. 1, в).

В результате анализа вариантов применения различных видов бетонов, обладающих теплоизолирующими свойствами, было установлено, что наиболее рациональным вариантом является применение пеностеклобетона.

Пеностекло - это уникальный экологичный утеплитель, срок службы которого практически неограничен. Он сохраняет свои физические свойства на протяжении все-

го срока жизни сооружения или конструкции. В качестве основных свойств гранул пеностекла (см. рис. 2) можно отметить следующие:

- превосходные теплоизоляционные свойства;
- полная экологическая безопасность пеностекла;
- негорючесть, паронепроницаемость, влагонепроницаемость пеностекла.

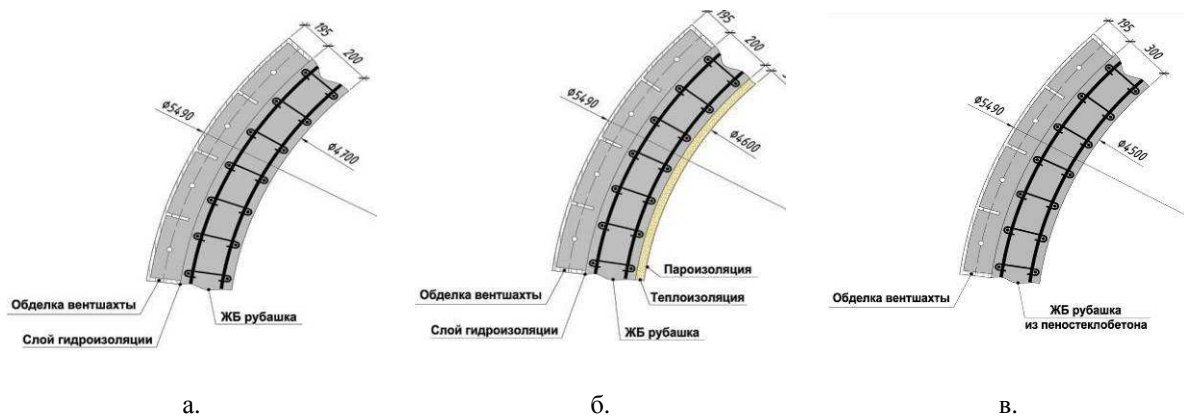


Рис. 1. Способы ремонта и теплоизоляции обделки в стволах шахтной вентиляции

Таким образом, применение гранул пеностекла в виде заполнителя для создания специального бетона с теплоизолирующими свойствами является оптимальным решением.

Для обоснования возможности применения пеностеклобетона с целью предотвращения промерзания обделки вентиляционного ствола с одновременным ее усилением были проведены исследования, целью которых являлась разработка конструкции теплоизоляционных рубашек из пеностеклобетона и способов их возведения. Для достижения поставленной цели были выполнены следующие исследования:

- на математических моделях определены требуемые параметры пеностеклобетона для выполнения теплоизоляционной рубашки;
- произведен подбор составов пеностеклобетона с заданными характеристиками и их испытание на теплопроводность, прочность и водонепроницаемость;
- выполнено моделирование на физической натурной модели теплоизоляционной рубашки и технологии ее устройства;
- разработаны основные технологические требования к материалам и производству работ, выявленные в ходе построения натурной физической модели.



Рис. 2. Общий вид гранул пеностекла

В качестве исходного полигона для проведения исследований была принята чугунная обделка вентиляционного ствола наружным диаметром 5490 мм. Внутренний диаметр обделки составляет 5100 мм, сечение тубингов 195 мм.

По условиям обеспечения необходимых объемов вентиляции внутреннее сечение ствола не должно быть менее 4500 мм. Из этого следует, что допустимая толщина теплоизоляционного слоя для данного типа обделки составляет 300 мм. Заполнение межреберного пространства (ячеек тубингов) в расчетной модели в качестве запаса параметров теплоизоляции не учитывалось.

Слой нагнетания за обделкой ствола условно был принят толщиной 100 мм. В случае, когда в ходе эксплуатации слой нагнетания был размыт и замещен водой, этому слою задавались параметры теплопроводности воды.

Температура грунтового массива при усредненной глубине ствола 60...70 м увеличивается по глубине заложения примерно от $+5^{\circ}\text{C}$ до $+12^{\circ}\text{C}$. В расчетной модели принята средняя температура грунтового массива $+8^{\circ}\text{C}$.

Максимальная температура воздуха внутри ствола была принята -25°C . Введение времени воздействия отрицательной температуры на внутреннюю поверхность рубашки многократно усложняло расчетную модель, поэтому было принято, что расчетное значение -25°C присутствует в стволе постоянно.

Анализ динамики отрицательных температур за последние 12 лет (с 2005 по 2017 гг.) показал, что, длительность воздействия отрицательных температур, близких к уровню -25°C не превышала 8-ми суток. Таким образом, принятое в расчете воздействие максимальной отрицательной температуры постоянным на бесконечности, обеспечивает значительный запас по фактической теплоизоляционной защите.

Также в запас в расчете не учитывался слой заполнения пеностеклобетоном ячеек тубингов.

Основным требованием в расчетной модели являлось обеспечение положительной температуры (не менее $+0,1^{\circ}\text{C}$) на внешней поверхности чугунной тубинговой обделки.

По результатам расчетно-теоретических исследований установлено, что при толщине 300 мм коэффициент теплопроводности пеностеклобетона рубашки должен быть не ниже $0,2 \text{ Вт}/(\text{м}^{\circ}\text{C})$.

При этом при постоянном действии в стволе отрицательной температуры -25°C температура на границе обделки с грунтовым массивом будет положительной.

Исходя из поставленных задач, для формирования теплоизоляционной обоймы внутри ствола необходимо применение материала со следующими техническими характеристиками:

- прочность на сжатие – не менее 7,5 МПа;
- морозостойкость – не менее F100;
- теплопроводность – не более $0,2 \text{ Вт}/(\text{м}^{\circ}\text{C})$;
- водонепроницаемость – не менее W6.

Пеностеклобетон представляет собой композиционный материал, в состав которого входит портландцемент, пористый наполнитель – гранулированное пеностекло, вода, а также воздухововлекающая добавка. Благодаря сочетанию теплоизолирующего материала, которым является гранулированное пеностекло и бетона в одном продукте позволяет получить оптимальную комбинацию характеристик для строительного материала, а именно устойчивость к гниению, гидрофобность, высокие показатели экологической чистоты.

Закрыто-пористая структура пеностеклобетонных гранул обеспечивает их низкую водонепроницаемость. По классу горючести материал относится к негорючим веществам (плавление от 700°C), а при воздействии пламени не выделяет токсинов. Цвет материала от

светло-кремового до черного (обычно зеленовато серый), но в зависимости от состава стекла и примесей может приобретать практически любые цвета.

Коэффициент водостойкости (размягчения) пеностекла равен 0,95, что соответствует характеристикам гранита.

Химическая стойкость пеностекла соответствует стойкости стекла, т.е. оно инертно во всех средах за исключением растворов сильных щелочей и плавиковой кислоты. Химическая стойкость материала наряду с его жесткостью, негорючестью, легкостью делают его незаменимым для использования в качестве теплоизоляции в агрессивных средах.

Гранулированное пеностекло (см. рис. 2) характеризуется следующими показателями (усредненные от разных производителей):

- насыпная плотность 75 - 300 кг/м³;
- температура использования от -250⁰С до +600⁰С;
- теплопроводность 0,04-0,09 Вт/м⁰С;
- прочность при сдавливании в цилиндре 0,6-2,0 МПа;
- химически нейтрален;
- срок службы более 200 лет;
- водопоглощение минимальное (не более 4% по объему).

Для обеспечения гарантированного заполнения бетонной смесью сложной конфигурации опалубки теплоизоляционной обоймы внутри вентиляционного ствола шахты, оптимально использование самоуплотняющейся бетонной смеси (СУБ).

С целью компенсации пластической и контракционной усадки в бетоне, предотвращения риска образования усадочных трещин, а так же для обеспечения технологических параметров самоуплотняющейся бетонной смеси, предусмотрено введение в смесь полипропиленовой фибры в виде волокон диаметром 20 мкм длиной до 12 мм. Введение полипропиленовой фибры так же повышает характеристики огнестойкости бетона.

В целом, установленные при проектировании технические требования к бетону и бетонной смеси для теплоизоляционной обоймы стволов шахт были сформулированы следующим образом:

- Вид бетона – бетон легкий конструкционно-теплоизоляционный на цементном вяжущем, пористом неорганическом стекловидном заполнителе (пеностеклобетон) по ГОСТ 25820-2014.

- Проектный возраст бетона – 28 суток.
- Требуемый класс бетона по прочности на осевое сжатие – не менее В7,5.
- Требуемая марка по морозостойкости – F100.
- Требуемая марка бетона по плотности – D700-D1000.
- Теплопроводность бетона – не более 0,2 Вт/м⁰С.
- Условия твердения бетона – бетон естественного твердения.
- Сроки распалубки конструкции – 2-3 суток.

В состав обязательных технических требований было включено 2 основных показателя:

- марка смеси по удобоукладываемости должна обеспечивать надежное заполнение ячеек тюбингов в процессе бетонирования рубашки;

- смесь должна быть самоуплотняющейся, т.е. укладываться без применения вибраторов.

В результате проведенных исследований был определен окончательный состав пеностеклобетона для экспериментальных исследований (см. таблицу 1), удовлетворяющий вышеприведенным техническим требованиям.

Таблица 1. Расход материалов на 1 м³ пеностеклобетона для экспериментальных исследований

Цемент	350 кг
Гранулы пеностекла	178 кг
Гиперпластификатор	7 кг
Воздухововлекающая добавка	0,6 кг
Замедлитель	2 кг
Фибра (полипропиленовое волокно)	1 кг
Коэффициент теплопроводности λ	0,168 Вт/м ⁰ С

Исследование процессов заполнения теплоизоляционной обоймы и теплоизоляционной способности подобранного состава пеностеклобетона проводилось на специальной физической модели в масштабе 1:1, представляющей собой участок вентиляционного ствола из чугунных тубингов наружным диаметром 5,49 м с устройством армированной обоймы из пеностеклобетона, работающей в режиме разнопеременных температур.

Устройство модели (см. рис. 3) производилось в специально выделенном цехе завода «Метробетон» в следующей последовательности:

1. Сборка чугунных тубингов, моделирующих участок ствола.
2. Устройство напыляемой гидроизоляции по внутренней поверхности тубингов.
3. Установка арматурного каркаса.
4. Монтаж температурных датчиков и регистрирующего оборудования.
5. Бетонирование обоймы.

Для формирования климатических зон, имитирующих естественные (фактические) условия работы конструкции вентиляционного ствола, был проведен предварительный расчет по подбору оборудования и сформированы технические требования.

Исходными параметрами для наблюдений являлись температура установившаяся в модели на момент окончательной сборки и наладки – на 25.08.2017 г.

При проведении эксперимента использовались следующие интервалы наблюдений:

- в процессе поддержания температуры в морозильной камере -20...-25⁰С в течение 7-ми дней с 31.08.2017 г. до 06.09.2017 г.
- в процессе оттаивания (потепления) – поддержание температуры в морозильной камере -5...-10⁰С в течение 10-ти дней с 06.09.2017 г. по 15.09.2017 г.
- в процессе повторного замораживания с температурой в морозильной камере от -25 до -30⁰С в течение 10-ти дней с 15.09.2017 г. до 25.09.2017 г.

Фиксация показаний по 16-ти температурным датчикам производилась с периодичностью 1 раз в 15 минут. Для дальнейшей обработки было проведено усреднение показаний по глубине и усреднение показаний до 1 раза в час.

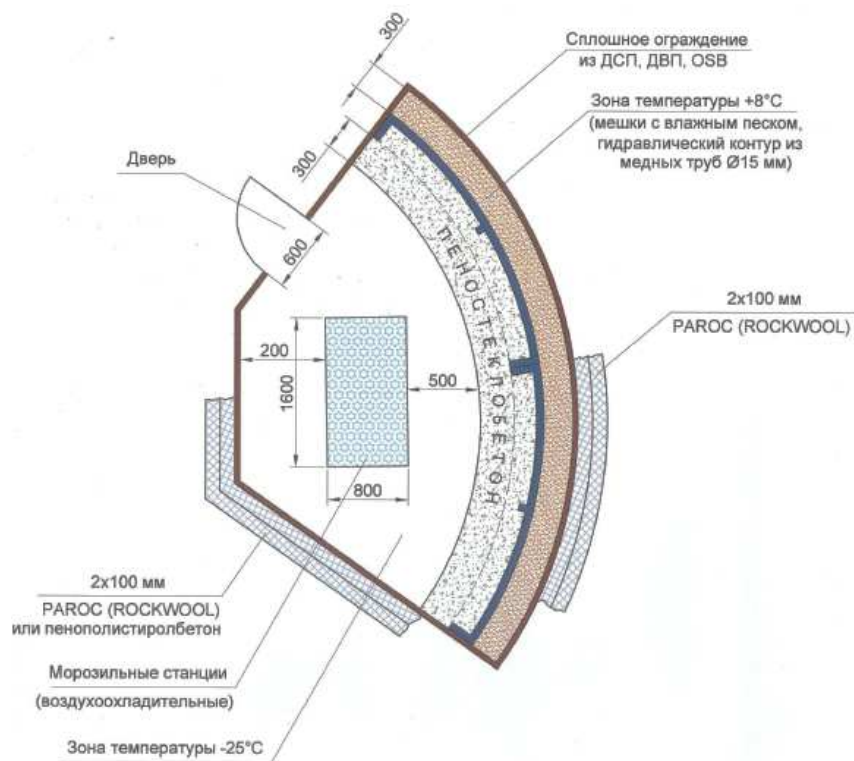


Рис. 3. Схема расчетной модели участка вентиляционного ствола с рубашкой из пено-стеклобетона, участком моделирования грунтового массива и морозильной камерой

По результатам наблюдений построен график (см. рис. 4) изменения показаний по температурным датчикам.

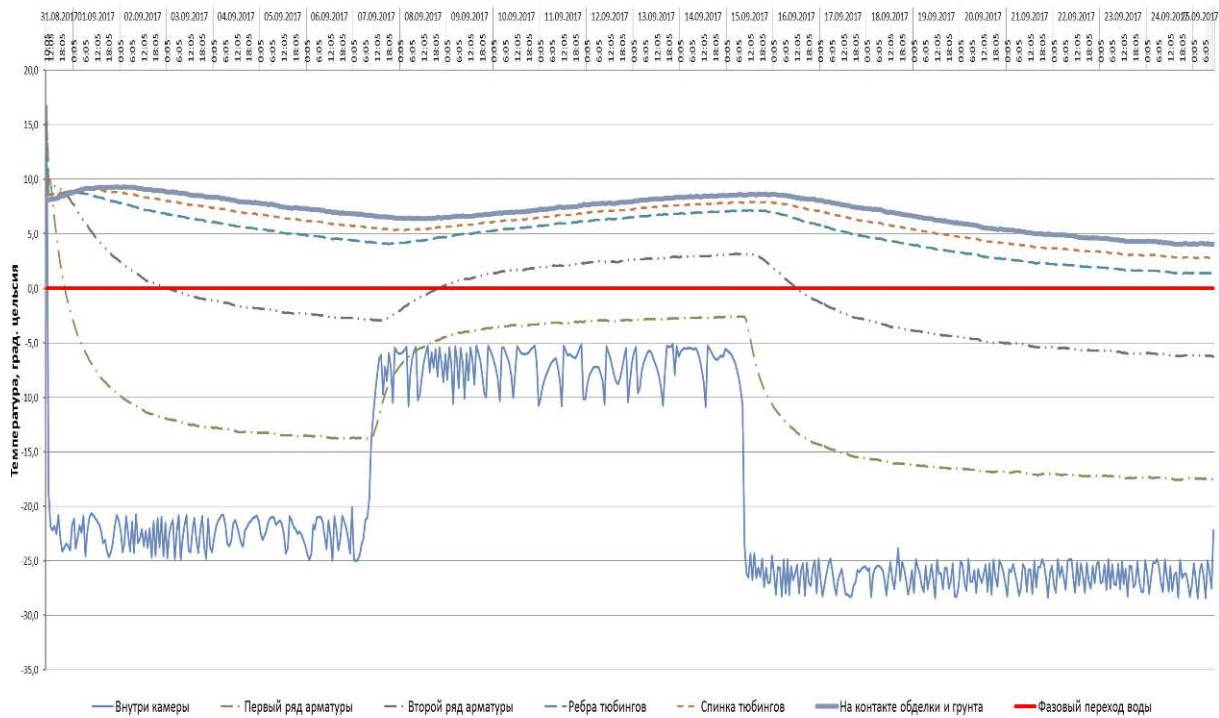


Рис. 4. Результаты измерений по температурным датчикам модели

На основании проведенных исследований на модели можно сделать следующие выводы:

1. При задании температуры внутри камеры ниже -10°C (до $-25\dots-30^{\circ}\text{C}$) продолжительностью 24 дня – полного промораживания тела рубашки не произошло.

2. Температура на контакте наружного контура обделки и обводненного грунта не опустилась до температуры замерзания воды.

3. По результатам эксперимента температура на контакте чугунной обделки и грунта оказалась выше, чем по результатам математического моделирования. Это связано с тем, что в математической модели использован пессимистический сценарий – воздействие отрицательной температуры -25°C на бесконечности, то есть не учитывался реально возможный период действия максимальных отрицательных температур.

4. Концепция реновации ствола в виде рубашки из пеностеклобетона по результатам испытаний показала свою жизнеспособность и эффективность.

5. Разработанную концепцию реновации можно рекомендовать к применению для эксплуатируемых вентиляционных стволов метрополитена.

УДК 69.01

АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ СТВОЛОВ НА ЛИНИЯХ ПЕТЕРБУРГСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА

БУРИН Д. Л.¹

¹ГУП «Петербургский метрополитен»

Аннотация. Стволы вентиляционных шахт обеспечивают воздухообмен в перегонных тоннелях и на станциях метрополитена, служат для дымоудаления при пожаре, а также могут выполнять функции эвакуации пассажиров в чрезвычайных ситуациях.

В условиях Санкт-Петербурга многие вентиляционные стволы в зимний период работают в режиме нагнетания свежего воздуха, что обуславливает одну из проблем – промерзание обделки.

Поддержание конструкций стволов в надлежащем техническом состоянии и обеспечение их эксплуатационной надежности имеет важное значение.

Ключевые слова: метрополитен, обделка стволов вентиляционных шахт, реновация, увеличение срока службы.

ACTUAL PROBLEMS OF OPERATION OF VENTILATION SHAFTS ON THE LINES OF THE ST. PETERSBURG METRO

BURIN DMITRIJ LEONIDOVICH¹

¹St. Petersburg Metro

Abstract. Ventilation shafts provide air exchange in the main line tunnels and on the underground railway stations, serve for smoke removal in case of fire and can carry out passenger evacuation functions in case of emergency.

Under conditions of St. Petersburg during winter, many ventilation shafts operate in fresh air blowdown mode that preconditions one of the problems – lining frost penetration.

Maintenance structures of shafts in proper technical condition and assurance of their operating reliability are very important.

Key words: underground railway, lining of ventilation shafts, retrofitting, service life increasing.

Метрополитен Санкт-Петербурга является вторым по старшинству и величине в Российской Федерации, а также самым глубоким в мире по средней глубине залегания станций.

Одной из важнейших задач при эксплуатации линий метрополитена является создание нормальных условий воздушной среды и микроклимата в тоннельных сооружениях. Эти вопросы решает вентиляция, которая, в большинстве случаев бывает с искусственным побуждением и только в некоторых случаях с естественным.

Для метрополитенов тех городов, где средняя температура самого холодного месяца ниже 0°C (а к таким городам относится Санкт-Петербург), существуют два режима вентиляции – зимний (вентиляционные установки, расположенные на перегонах, работают на приток) и летний (вентиляционные установки на станциях – на вытяжку). Подача воздуха к вентиляционным установкам осуществляется через вентиляционные сооружения. На линиях глубокого заложения от вентиляционного киоска, расположенного на поверхности, воздух проходит через шахтный ствол и далее через вентиляционный тоннель нижнего вентиляционного узла (НВУ) к перегонным тоннелям или на станцию.

Следует отметить, что подавляющее большинство стволов шахтной вентиляции на Петербургском метрополитене имеют значительную глубину (до 60-90 м) и пройдены в слабых обводненных четвертичных отложениях.

Другая, не менее острая проблема, связана с эксплуатационной надежностью строительных конструкций стволов вентиляционных шахт в условиях промерзания обделки в зимний период. В условиях Санкт-Петербурга температура наружного воздуха может опускаться ниже -20°C , а в течение одного зимнего периода чередование промерзания и оттаивания обделки происходит многократно. В условиях знакопеременного температурного режима также происходит поочередное промерзание и оттаивание грунтов и воды в заобделочном пространстве, а обделка подвергается значительным дополнительным нагрузкам и деформациям. С течением времени возникает значительный износ конструкций обделки, вплоть до разрушения и поступления через нарушенные участки воды и грунтовых масс.

Геологические условия Санкт-Петербурга, в целом, с точки зрения размещения в грунтовом массиве подземных сооружений, относятся к категории неблагоприятных. Характерным является наличие в верхней части геологического разреза мощной толщи водонасыщенных и неустойчивых четвертичных отложений (до 30-50 м), под которыми располагаются устойчивые протерозойские глины. Максимальная мощность толщи четвертичных отложений имеет место в центральной и северной части города, которая уменьшается по направлению от центра города к южной его части. Перегонные тоннели метрополитена по возможности размещены в толще устойчивых протерозойских отложений, как правило, находящихся на значительной глубине.

Стволы вентиляционных шахт неизбежно пересекают всю толщу неблагоприятных четвертичных отложений и входят нижней своей частью в устойчивые, преимущественно сухие, протерозойские глины. В четвертичной толще зачастую присутствует несколько водоносных горизонтов, в том числе содержащих напорные или агрессивные по отношению к бетону и металлическим конструкциям воды.

В связи с имеющимися сложностями, возникающими при разработке грунтового массива на территории Санкт-Петербурга, основное предпочтение при сооружении шахтных стволов отдается специальным способам строительства, таким как замораживание грунтов. Также особое внимание уделяется гидроизоляции подземных и заглубленных сооружений. Выбор материала строительных конструкций (монолитный бетон, монолитный и сборный железобетон, чугун и сталь), как правило, обусловлен условиями участка строительства и способом производства строительного-монтажных работ. В

качестве несущей и ограждающей конструкции стволов применяется, как правило, обделка кругового очертания – чугунная или сборная железобетонная, реже монолитная обделка. При этом на интервале колец, расположенных в четвертичных неустойчивых водоносных отложениях, как правило, применяется чугунная обделка (см. рис. 1), обладающая повышенными гидроизоляционными свойствами. Кольца нижней части стволов шахт, расположенные в толще устойчивых отложений, как правило, проектируются в сборной железобетонной (см. рис. 2) либо в монолитной железобетонной обделке (см. рис. 3).

Кольца чугунной обделки состоят из тюбингов, соединяемых при помощи болтовых связей. Через отверстия в тюбингах производится заполнение пустот между наружным контуром обделки и внутренним контуром горной выработки тампонажным раствором, который является элементом системы гидроизоляции. Отверстия для нагнетания закрываются чугунными пробками. Стыки между тюбингами зачеканиваются свинцовым шнуром.

Элементы сборной железобетонной обделки также соединяются при помощи болтовых связей (применяются специальные асбобитумные шайбы, которые, разрушаясь при натяжке, обеспечивают заполнение внутренних зазоров между болтами и стенками отверстий вязким битумом). Отверстия для нагнетания заделываются цементным раствором, а стыки между тюбингами зачеканиваются цементным раствором.

Гидроизоляция монолитной обделки обеспечивается за счет сплошности монолитного бетона, а в случае применения многослойной монолитной обделки – оклеечной или обмазочной гидроизоляцией между слоями бетона.

Порядок обслуживания искусственных сооружений Петербургского метрополитена, а также порядок ведения технической документации устанавливает Инструкция по содержанию искусственных сооружений Петербургского метрополитена, требования которой распространяются на все искусственные сооружения и обязательны для работников, непосредственно их обслуживающих, а также руководителей структурных подразделений – владельцев искусственных сооружений. Главной задачей ответственных лиц за содержание зданий и сооружений метрополитена является обеспечение исправного, работоспособного технического состояния искусственных сооружений, своевременное выявление дефектов, повреждений и осложнений, приводящих к снижению надежности, безопасности и эксплуатационной пригодности объекта, а также выполнение работ по приведению объекта в работоспособное техническое состояние. Ответственные лица обязаны детально знать состояние искусственных сооружений, изучать причины появляющихся в них дефектов, повреждений и осложнений, не только своевременно устранять неисправности, но и предупреждать их возникновение.

Основным организационным мероприятием, проводимым в процессе содержания объектов Петербургского метрополитена является надзор, а именно система осмотров, обследований и наблюдений. В процессе содержания искусственных сооружений Петербургского метрополитена осуществляются следующие виды надзора:

- постоянные осмотры;
- постоянные наблюдения;
- специальные осмотры;
- специальные наблюдения;
- обследования;
- мониторинг;
- надзор за искусственными сооружениями, нуждающимися в особом контроле;
- технический надзор за производством работ, выполняемых сторонними организациями;

- инспекторский надзор за техническими и охранными зонами метрополитена.



Рис. 1. Общий вид чугунной тубинговой обделки ствола шахтной вентиляции



Рис. 2. Общий вид железобетонной тубинговой обделки ствола шахтной вентиляции



Рис. 3. Общий вид монолитной железобетонной обделки ствола шахтной вентиляции

Для разработки мероприятий по ремонту стволов вентиляционных шахт выполняются технические обследования, включающие помимо сплошного визуального осмотра (иногда с привлечением промышленных альпинистов), работы по анализу геологических и гидрогеологических особенностей грунтового массива, проведению испытаний образцов материала обделки, химическому и биологическому анализу грунтовых вод, проведению контрольных вскрытий обделки (методом бурения отверстий), анализу материалов, отобранных из заобделочного пространства. Комплексный подход к проведению обследования позволяет наиболее качественно осуществить подбор технологии и материалы, применяемых при ремонте. На основании выполненного обследования делаются выводы о характере и причинах, вызвавших повреждения тоннельной обделки, и формируются конкретные рекомендации по выполнению ремонта с указанием объемов проведения тех или иных работ, а также необходимых материалов.

В процессе эксплуатации стволов шахтной вентиляции возникают дефекты и повреждения, развитию которых способствуют многочисленные циклы воздействия знакопеременных температур. Повышенная влажность в пространстве шахтного ствола негативно влияет на состояние лестничных отделений (интенсивная коррозия приводит к быстрому разрушению металлических элементов). Так из-за опасности неконтролируемого обрушения элементов лестничных отделений по ряду шахт Петербургского метрополитена было принято решение об их демонтаже. На новых участках линий мет-

рополитена большинство шахтных стволов вовсе не оборудуется лестничными отделениями, что постепенно увеличивает количество шахт, где выполнение визуального осмотра (надзора) в рамках эксплуатации невозможно.

Реальность настоящего времени такова, что устройство лестничных отделений в сечении ствола из устойчивых к коррозии материалов достаточно дорогостоящее мероприятие и, в этой связи, практически не реализуемое. В условиях необходимости содержать объекты метрополитена в соответствии с действующими нормами и требованиями, актуальность приобретают следующие вопросы в части:

- комплексного решения доступа к объекту вообще, а также в рамках проектирования работ по ремонту (реконструкции) эксплуатируемых объектов;
- реализации системы надзора при отсутствии доступа к объекту.

Если решение первого вопроса связано с финансированием работ, которое выделяется весьма ограниченно, то по второму вопросу Петербургский метрополитен на данном этапе предпринимает меры по осмотрам обделки стволов шахтной вентиляции, не оборудованных лестничными отделениями, путем применения сил промышленных альпинистов.

Опыт содержания стволов вентиляционных шахт в период отрицательных температур наружного воздуха, с учетом дополнительного фактора работы вентиляционного оборудования на приток, существует серьезная проблема обледенения несущей обделки. Это опасное явление ухудшает характеристики и качество конструкций, их прочность и долговечность. Кроме того нависающая толща льда изнутри сооружения представляет собой при обрушении серьезную опасность для обслуживающего персонала (см. рис. 4). Также обледенение обделки и водопроявления через обделку приводят к другим негативным последствиям, а именно:

- разрушение бетона жесткого основания сооружений НВУ;
- коррозия кабелей и других инженерных сетей в стволе;
- коррозия оборудования установленного в НВУ;
- увеличение водопритока в водопропускные сооружения.

Основными первопричинами обледенения являются – наличие воды на контакте несущей обделки и грунтового массива и нарушения в конструкциях обделки (зазоры в болтовых соединениях, зазоры в пробках для нагнетания, трещины в тьюбингах, некачественная чеканка швов и т.д.), которые приводят к появлению водопроявлений. Указанные причины после каждого цикла «замерзания/оттаивания» приводят к увеличению водопритока из мест нарушений. Другой причиной обледенения является – гидрогеологические условия, в которых производится строительство вентиляционного ствола.

Возникает вопрос – почему не выполнить ликвидацию водопроявления в конкретном месте и тем самым не допустить дальнейшего развития дефекта на несущей обделке? Оперативной возможности устранения водопроявлений в стволе препятствуют следующие факторы:

Отсутствие штатных средств подмащивания (полки, подъемники). В некоторых стволах имеются лестничные отделения, но расположены они в одном сегменте ствола, в некоторых стволах посередине ствола установлены несущие композитные конструкции для крепления кабельной продукции, в других стволах лестничные отделения отсутствуют, а следовательно, отсутствует доступ к обделке для ремонта вовсе.



Рис. 4. Пример обледенения участка чугунной тюбинговой обделки ствола шахтной вентиляции

Необходимость соблюдения вентиляционных режимов для проветривания сооружений метрополитена.

Выполнение работ возможно только в период постоянных положительных температур наружного воздуха (не менее +5С).

Среди характерных дефектов обделки стволов шахт тоннельной вентиляции следует выделить следующие основные типы:

- водопроявления (протечки, течи, высолы – см. рис. 5);
- трещины (см. рис. 6);
- сколы (повреждения) и отверстия в элементах обделки (см. рис. 7);
- деформация (смещения) и разрушения элементов обделки (см. рис. 8).

С гидрогеологической точки зрения водопроявления в обделке стволов шахт приурочены к трем основным уровням по глубине – к верховодке, к водонасыщенным прослоям в четвертичных отложениях, к напорным водам в четвертичных отложениях и протерозойских глинах.

Водопроявления в чугунной и сборной железобетонной обделке приурочены в основном к стыкам между тюбингами, к болтовым отверстиям и к отверстиям для нагнетания. Для монолитной обделки характерными местами водопроявлений являются холодные стыки между заходками бетонирования. В зависимости от степени развития дефекта водопроявление может быть представлено стадиями от слабого намочания в месте протечки, до изливания воды в виде струи, приводящего к увлажнению обделки на ниже расположенных участках.

Трещины в элементах чугунной обделки встречаются достаточно редко и, как правило, являются признаком силового воздействия на обделку со стороны грунтового массива. Трещины в сборных железобетонных тюбингах помимо описанных выше причин, могут являться результатом коррозии и расширения арматурных стержней внутри бетона. В монолитной железобетонной обделке трещины могут возникать в стыках между заходками бетонирования (в холодных швах). Трещины являются дефектом, во многих случаях опасным для несущей способности элемента обделки. Зачастую трещины сопровождаются деформациями элементов.



Рис. 5. Пример наличия протечек и образования высолов в монолитной железобетонной обделке ствола шахтной вентиляции



Рис. 6. Пример наличия трещин в спинке, ребрах и бортах тубинга чугунной обделки ствола шахтной вентиляции. Установлены маяки для контроля за динамикой раскрытия трещин



Рис. 7. Пример наличия скола части радиального ребра тубинга чугунной обделки ствола шахтной вентиляции



Рис. 8. Пример наличия излома тюбингов чугунной обделки ствола шахтной вентиляции со смещением внутрь ствола

Сколы материала обделки в чугунных тюбингах в большинстве случаев являются результатом механических повреждений – при монтаже, при транспортировке, при эксплуатации, в частности, при сооружении или демонтаже внутренних конструкций обустройства ствола. В некоторых случаях сколы чугунной обделки являются следствием деформаций (вызванных разными причинами) или результатом образования сети трещин, когда фрагмент обделки отделяется в результате образования замкнутой сети трещин.

Отверстия являются редко распространенным дефектом, характерным лишь для чугунных тюбингов. Отверстия в большинстве случаев незначительны по размеру, малозаметны или незаметны при визуальном осмотре, и проявляются в виде протечек и/или высолов, расположенных в нехарактерных местах – в спинках тюбингов, на стыке спинки тюбинга и ребер/бортов. Дефекты в виде отверстий представляют опасность с точки зрения нарушения гидроизоляции обделки. При этом устранение дефектов (заделка отверстий) представляет собой сложную техническую задачу. Как известно чугун с трудом поддается сварке. Таким образом заварить отверстия путем установки накладки в большинстве случаев не представляется возможным.

Смещение элементов обделки от проектного положения характерно преимущественно для чугунной обделки. Смещения выражаются в наличии уступов в кольцевых и радиальных стыках обделки и в большинстве случаев являются недоработками, допущенными при монтаже обделки. При строительстве ствола шахты в процессе сборки чугунных колец в ряде случаев допускается брак, выражающийся в некорректной установке элементов обделки (в установке тюбингов со смещением внутрь ствола или в сторону грунта). Невозможность установки тюбингов в проектное положение может вызываться некачественной разработкой грунта. Для установки болтовых связей в этом случае соответствующие отверстия зачастую рассверливаются до большего диаметра, либо же болтовые связи не устанавливаются вовсе. Чеканка стыков тюбингов при установке их со смещением также затруднена и выполняется некачественно или не выполняется вовсе. Таким образом, допущенный при строительстве брак при монтаже колец и тюбингов приводит к невозможности установки элементов гидроизоляции обделки. Как следствие, в местах имеющих смещения, уступов зачастую наблюдаются протечки. При этом, как показывают результаты наблюдений, величина уступа (смещения) не развивается со временем. Крайним проявлением горного давления при недостаточности несущей способности обделки является деформация элементов обделки, сопровождающаяся нарушением

целостности тюбингов и их разрушению, и даже выпадением отдельных элементов из конструкции.

Факторы, приводящие к нарушению гидроизоляции строительных конструкций метрополитена, можно разделить на три взаимосвязанные группы:

- факторы, связанные с гидрогеологическими особенностями грунтов;
- факторы, обусловленные конструктивными особенностями сооружений;
- прочие факторы, связанные с процессом эксплуатации, в том числе невозможность доступа к объекту в части контроля состояния объекта.

Основными причинами возникновения характерных для шахтных стволов дефектов являются:

Для водопроявлений:

- низкое качество строительно-монтажных работ (недостаточное натяжение болтовых связей, некачественная чеканка стыков);
- физический износ материала чеканки стыков;
- ослабление болтовых связей и пробок в отверстиях для нагнетания за счет коррозии и температурных знакопеременных воздействий;
- отверстия и трещины в элементах обделки, источником которых является производственный (строительный) брак.

Трещины являются признаком силового воздействия на обделку со стороны грунтового массива. Также могут являться результатом коррозии и расширения арматурных стержней внутри железобетонных конструкций.

Сколы бетона в сборной железобетонной или в монолитной железобетонной обделке являются результатом силовых воздействий на обделку, а также следствием коррозии арматуры внутри конструкции. Причиной образования подобных дефектов в чугунных тюбингах являются особенности процесса их литья, когда при отливке могут возникать скопления пузырьков воздуха, при твердении способствующих образованию несплошностей, мелких, отверстий, каверн и трещин.

Возникновение смещений и деформаций в элементах обделки стволов шахт тоннельной вентиляции происходит при сочетании ряда негативных факторов и воздействий, таких как:

- ослабление элементов обделки и болтовых связей прочими дефектами;
- недостаточный учет горного и гидростатического давления при проектировании объекта;
- замораживание воды, расположенной в заобделочном пространстве, сопровождающееся увеличением в объеме.

Определяющим фактором в большинстве случаев является именно промораживание заобделочного пространства в периоды отрицательных температур, в котором в результате размывания тампонажного раствора образуются полости, заполненные водой. Как известно, вода при замерзании расширяется в объеме. С учетом наличия отпора грунта, а также с учетом его возможного промораживания, расширение реализуется в виде деформации обделки внутрь ствола. При этом, для чугунных тюбингов происходит хрупкое разрушение с отделением отдельных фрагментов тюбинга и падением их внутрь ствола. Для сборной железобетонной обделки характер разрушения иной. Исходя из конструктивных особенностей, в случае деформации и смещения внутрь обделки тюбинга, происходит разрушение бетона в местах болтовых связей с раскалыванием бетона и изгибом болтов, деформация армирования. Крупные фрагменты железобетон-

ных тубингов, как правило, не отделяются и не падают в основание ствола, а сохраняют крепление к обделке. При этом в зоне произошедшей деформации зачастую существенно снижается давление от расширяющегося льда на конструкцию. Естественно, процесс деформации сопровождается полной потерей гидроизоляционных свойств обделки в месте дефекта.

С учетом сроков эксплуатации сооружений Петербургского метрополитена, наличием сложных инженерно-геологических условий, а также при низких средних температурах в зимние месяцы и возрастанием количества циклов замораживания и оттаивания, объем повреждений обделки шахт со временем возрастает. Соответственно, объем средств, затраченных на финансирование работ по проектированию и выполнению ремонтов, также увеличивается. В этой связи, актуальным является вопрос не только оптимизации расходов на проектные работы, но и вопрос, связанный с принятием решений по снижению негативного воздействия знакопеременных температур на обделку объектов в период эксплуатации.

Перспективными направлениями необходимо считать применение конструкций, материалов и технологий при новом строительстве и ремонте, которые позволят снизить уровень воздействия низких температур на обделку стволов шахтной вентиляции. Пути решения данного вопроса прорабатывается специалистами предприятий в области промышленной вентиляции и микроклимата, ведущими ВУЗами Санкт-Петербурга и специалистами ГУП «Петербургский метрополитен». В частности, ведется проработка вариантов «утепления» обделки эксплуатируемых на Петербургском метрополитене стволов шахтной вентиляции.

УДК 624.19

МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ОБДЕЛОК ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ТОННЕЛЕЙ, СООРУЖЕННЫХ ВБЛИЗИ СКЛОНА

АНЦИФЕРОВ С. В.¹, САММАЛЬ А. С.¹, ФОМИН А. В.¹

¹Тульский государственный университет, г. Тула

Аннотация. В основу разработанного аналитического метода расчета обделок параллельных тоннелей, сооружаемых закрытым способом вблизи горного склона, положены результаты математического моделирования напряженного состояния элементов геомеханической системы «обделки комплекса параллельных тоннелей – массив грунта с наклонной поверхностью. Метод позволяет в полной мере учесть влияние угла наклона, взаимное расположение и расстояние между осями тоннелей и др. на напряжения, возникающие в обделках тоннелей. С использованием программы, реализующей разработанный метод расчета, выполнено исследование напряженного состояния обделок параллельных тоннелей, сооруженных закрытым способом вблизи склона, при действии гравитационных сил. Приводятся примеры расчета.

Ключевые слова: обделка, параллельные тоннели, грунт, склон, расчет, напряжения.

METHOD OF PARALLEL TUNNEL LININGS STRESS STATE DETERMINING CONSTRUCTED NEAR SLOPE

ANTSIFEROV SERGEJ VLADIMIROVICH¹, SAMMAL' ANDREJ SERGEEVICH¹,
FOMIN ANTON VALER'EVICH¹

¹Tula State University

Abstract. The analytical method for calculating the lining of parallel tunnels constructed by a closed method near the mountain slope based on the results of mathematical modeling of the stress

state of the geomechanical system including the linings of parallel tunnels and an array of soil with an inclined surface as components is proposed. The method allows the influence of the angle of inclination, the relative position and distance between the axes of tunnels and other parameters to take into account performing the estimation of stresses arising in the tunnels lining. Using the program realizing the developed design method, the stress state of the lining of parallel tunnels constructed under the slope taking the action of gravitational forces into account was studied. Examples of the designing are given.

Key words: lining, parallel tunnels, design, soils, slope, stresses.

Проектирование объектов транспортной инфраструктуры, расположенных, в том числе - в районах, отличающихся сложным рельефом земной поверхности, требует геомеханического обоснования возможности сооружения комплексов параллельных тоннелей вблизи горных склонов.

На рис. 1 проиллюстрирован внешний вид порталной части двух параллельных автодорожных тоннелей, пройденных внутри склона [1].

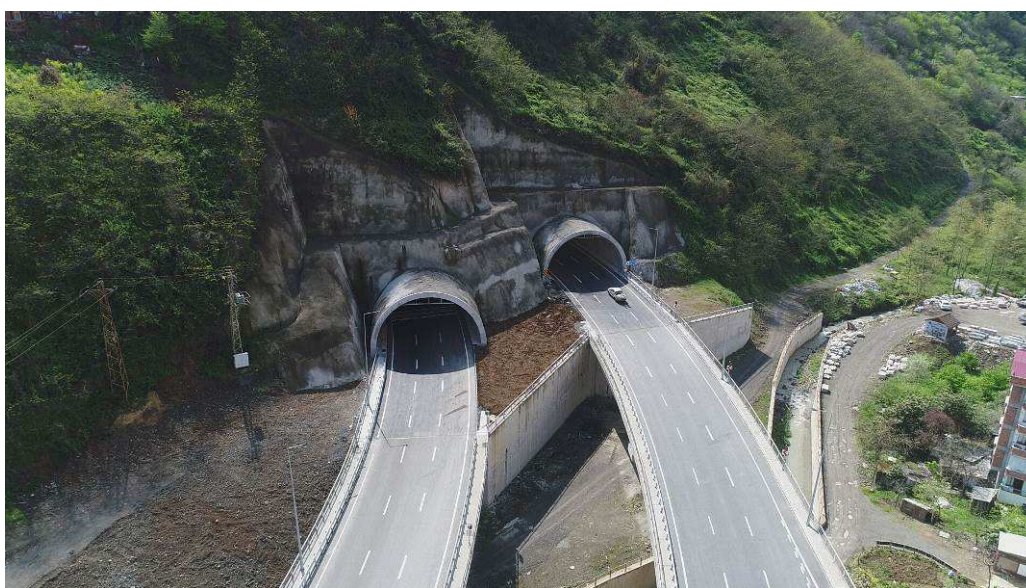


Рис. 1. Порталы автодорожных тоннелей, пройденных внутри горного склона

При выполнении проектных работ для подобных объектов необходим учет целого ряда факторов – угла наклона земной поверхности, пространственной компоновки тоннелей, расстояния между продольными осями выработок, конструктивные решения обделок, деформационные характеристики массива грунта и материала обделок, технологию проходки, последовательность сооружения тоннелей и др.

Как правило, с этой целью используются результаты определения напряженно-деформированного состояния обделок тоннелей и окружающего массива грунта, полученные с применением проблемно-ориентированных программных пакетов, реализующих метод конечных элементов. Следует отметить, что получаемые результаты существенно зависят от размеров выбранной конечно-элементной области, выбранных граничных условий, квалификации специалиста, выполняющего расчеты, поэтому они требуют дополнительной верификации и интерпретации [2].

В практике проектирования подземных сооружений различного назначения, в том числе – транспортного, в России и за рубежом используются разработанные в Тульском государственном университете (ТулГУ) на единой научно-методологической основе аналитические методы расчета монолитных или комбинированных (многослой-

ных) обделок как одиночных, так и взаимовлияющих параллельных тоннелей глубокого и мелкого заложения [3 - 6].

Следует отметить, что строгого аналитического метода расчета обделок параллельных тоннелей, сооруженных закрытым способом вблизи горного склона, учитывающего наличие близко расположенной земной поверхности с преобладающим углом наклона к горизонту, и влияние соседних тоннелей до настоящего времени не имелось.

В основу метода расчета положены результаты математического моделирования напряженного состояния обделок комплекса параллельных тоннелей кругового поперечного сечения, сооруженных вблизи наклонной земной поверхности, при действии гравитационных сил.

Разработанная модель использует современные представления геомеханики [7] и механики подземных сооружений [8] о взаимодействии конструкций и окружающего массива грунта как элементов единой деформируемой системы и позволяет учесть влияние на напряженное состояние обделок тоннелей и окружающего массива грунта следующих основных факторов: угол наклона поверхности склона к горизонту; количество тоннелей в комплексе; их взаимное расположение и глубину заложения каждого из тоннелей; размеры поперечных сечений тоннелей; толщины используемых обделок и деформационные характеристики их материалов; поле начальных напряжений в массиве, обусловленных собственным весом грунта; реологические свойства массива грунта [9]; последовательность сооружения тоннелей, а также отставание возведения обделок от забоя в каждом из тоннелей [2].

Поскольку рассматриваются участки достаточно протяженных параллельных тоннелей, в математической модели реализована расчетная схема плоской задачи теории упругости, представленная на рис. 2.

На схеме полубесконечная однородная весомая линейно-деформируемая среда S_0 ограничена прямой L_0 , образующей угол β с горизонтальной осью OX' прямоугольной системы координат $X'OY'$, и контурами $L_{0,m}$ произвольного числа N круговых отверстий радиусами $R_{0,m}$ ($m=1, \dots, N$). Центры отверстий расположены в точках с координатами x'_m, y'_m ($m=1, \dots, N$).

Материал области S_0 , моделирующей вмещающий выработки массив, обладает усредненными объемным весом γ , модулем деформации E_0 , коэффициентом Пуассона ν_0 , а также коэффициентом бокового давления λ в ненарушенном массиве грунта в направлении угла β . Значение λ определяется экспериментально.

Разработанная модель допускает наличие неподкрепленных выработок. Если в тоннеле с номером m обделка отсутствует, то в расчетной схеме для него достаточно принять $R_{1,m} = R_{0,m}$, $E_m = E_0$, $\nu_m = \nu_0$.

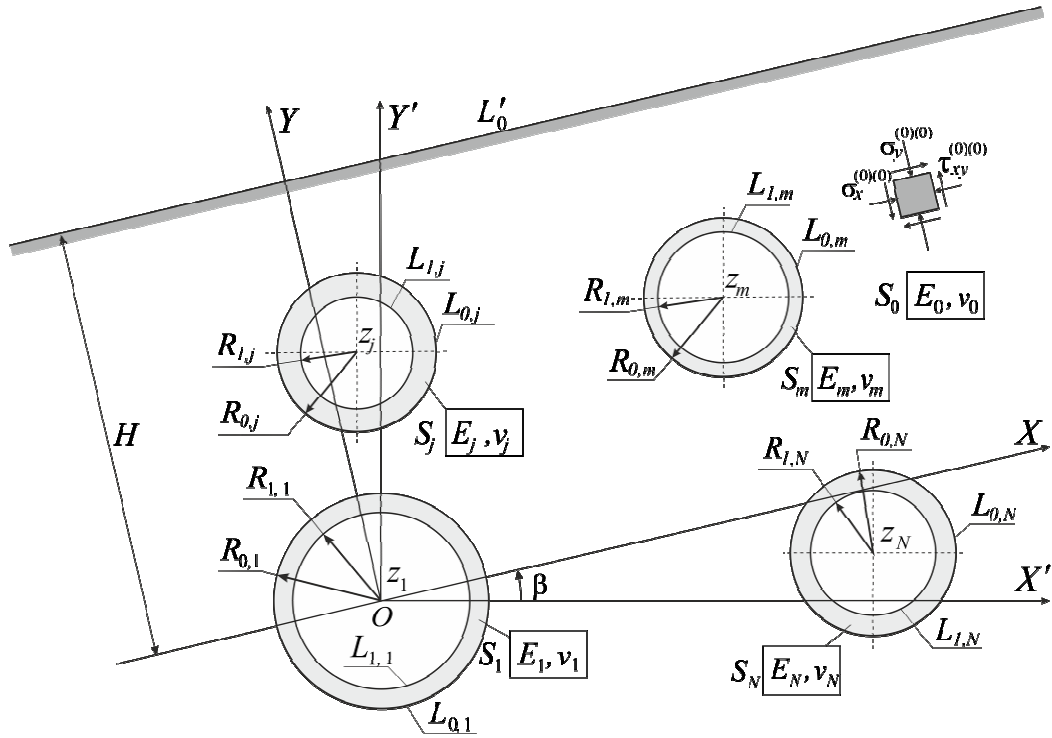


Рис. 2. Расчетная схема задачи

В системе координат XOY , оси которой образуют угол β с соответствующими осями системы $X'OY'$, гравитационные силы в весомой среде S_0 моделируются нормальными и касательными напряжениями $\sigma_x^{(0)(0)}$, $\sigma_y^{(0)(0)}$, $\tau_{xy}^{(0)(0)}$ (рис. 2). Примем, что между напряжениями $\sigma_x^{(0)(0)}$, $\sigma_y^{(0)(0)}$ выполняется соотношение

$$\sigma_x^{(0)(0)} = \lambda \sigma_y^{(0)(0)}. \quad (1)$$

Из решения системы дифференциальных уравнений равновесия

$$\frac{\partial \sigma_x^{(0)(0)}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}^{(0)(0)}}{\partial y} = -\gamma \sin \beta; \quad \frac{\partial \tau_{xy}^{(0)(0)}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y^{(0)(0)}}{\partial y} = -\gamma \cos \beta, \quad (2)$$

задачи теории упругости для весомой среды S_0 с наклонной границей до появления ослабляющих ее отверстий при граничных условиях

$$\frac{\partial \sigma_x^{(0)(0)}}{\partial x} = 0; \quad \frac{\partial \tau_{xy}^{(0)(0)}}{\partial x} = 0; \quad \sigma_x^{(0)(0)} \Big|_{y=H} = \tau_{xy}^{(0)(0)} \Big|_{y=H} = 0 \quad (3)$$

следует, что компоненты поля начальных напряжений принимают вид [7, 4]:

$$\sigma_x^{(0)(0)} = -\lambda \gamma (H - y) \cos \beta; \quad \sigma_y^{(0)(0)} = -\gamma (H - y) \cos \beta; \quad \tau_{xy}^{(0)(0)} = -\gamma (H - y) \sin \beta. \quad (4)$$

Полные напряжения $\sigma_x^{(0)*}, \sigma_y^{(0)*}, \tau_{xy}^{(0)*}$ в среде S_0 представляются в виде сумм искомым дополнительных напряжений $\sigma_x^{(0)}, \sigma_y^{(0)}, \tau_{xy}^{(0)}$ и начальных напряжений $\sigma_x^{(0)(0)}, \sigma_y^{(0)(0)}, \tau_{xy}^{(0)(0)}$:

$$\sigma_x^{(0)*} = \sigma_x^{(0)(0)} + \sigma_x^{(0)}; \quad \sigma_y^{(0)*} = \sigma_y^{(0)(0)} + \sigma_y^{(0)}; \quad \tau_{xy}^{(0)*} = \tau_{xy}^{(0)(0)} + \tau_{xy}^{(0)}. \quad (5)$$

Начальные напряжения в кольцах S_m ($m=1, \dots, N$), моделирующих обделки тоннелей, полагаются равными нулю, смещения в кольцах рассматриваются только дополнительные.

Граница полуплоскости L_0' свободна от действия внешних сил:

$$\sigma_y^* = 0, \quad \tau_{xy}^* = 0; \quad (6)$$

Среда S_0 и кольца S_m деформируются совместно, поэтому граничные условия на линиях контакта $L_{0,m}$ ($m=1, \dots, N$) областей с различными деформационными характеристиками отражают непрерывность векторов полных напряжений и перемещений:

$$\begin{aligned} \sigma_r^{(1)(m)*} &= \sigma_r^{(0)(m)*}, \quad \tau_{r\theta}^{(1)(m)*} = \tau_{r\theta}^{(0)(m)*}; \\ u^{(1)(m)} &= u^{(0)(m)}, \quad v^{(1)(m)} = v^{(0)(m)}; \end{aligned} \quad (7)$$

нагрузка на внутренних контурах $L_{1,m}$ ($m=1, \dots, N$) поперечных сечений отсутствует

$$\sigma_r^{(1)(m)*} = 0, \quad \tau_{r\theta}^{(1)(m)*} = 0. \quad (8)$$

В условиях (6) – (8) $\sigma_r^{(l)(m)*}, \tau_{r\theta}^{(l)(m)*}$ - полные радиальные и касательные напряжения; $u^{(l)(m)}, v^{(l)(m)}$ - радиальные и окружные перемещения в точках контуров $L_{l,m}$ ($l=0,1; m=1, \dots, N$) в полярных системах координат с полюсами, расположенными в центрах каждого из отверстий.

При разработке метода расчета обделок параллельных близко расположенных тоннелей кругового поперечного сечения, сооружаемых закрытым способом вблизи склона, на действие собственного веса грунта использовано полученное авторами новое аналитическое решение плоской задачи теории упругости с граничными условиями (6) – (8). Решение задачи теории упругости получено после ее сведения к краевой задаче теории функций комплексного переменного (ТФКП) с использованием метода комплексных потенциалов Колосова-Мухелишвили [10], связанных с напряжениями и смещениями в соответствующих областях известными соотношениями, а также математического аппарата ТФКП, включающего аналитическое продолжение комплексных потенциалов через границу полуплоскости [11], свойства интегралов типа Коши и рядов Лорана [10].

Краевая задача теории функций комплексного переменного имеет следующие граничные условия:

$$\tilde{\varphi}_0(t_0) + t_0 \overline{\tilde{\varphi}_0'(t_0)} + \overline{\tilde{\psi}_0(t_0)} = 0 \quad \text{на } L_0'; \quad (9)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tilde{\varphi}_m(t_{0,m}) + t_{0,m} \overline{\tilde{\varphi}'_m(t_{0,m})} + \overline{\tilde{\psi}_m(t_{0,m})} = \tilde{\varphi}_0(t_{0,m}) + t_{0,m} \overline{\tilde{\varphi}'_0(t_{0,m})} + \overline{\tilde{\psi}_0(t_{0,m})} + f_m(t_{0,m}), \\ \mathfrak{a}_m \tilde{\varphi}_m(t_{0,m}) - t_{0,m} \overline{\tilde{\varphi}'_m(t_{0,m})} - \overline{\tilde{\psi}_m(t_{0,m})} = \frac{\mu_m}{\mu_0} \left[\mathfrak{a}_0 \tilde{\varphi}_0(t_{0,m}) - t_{0,m} \overline{\tilde{\varphi}'_0(t_{0,m})} - \overline{\tilde{\psi}_0(t_{0,m})} \right] \end{array} \right. \text{ на } L_{0,m}; \quad (10)$$

$$\tilde{\varphi}_m(t_{1,m}) + t_{1,m} \overline{\tilde{\varphi}'_m(t_{1,m})} + \overline{\tilde{\psi}_m(t_{1,m})} = 0 \text{ на } L_{1,m} \quad (m=1, \dots, N), \quad (11)$$

где $t_0 = x + iH$; $t_{n,m} = z_m + R_{n,m} e^{i\theta} = z_m + R_{n,m} \sigma$ ($n=0,1; m=1, \dots, N$), $\sigma = e^{i\theta}$ - точка единичной окружности; $\mathfrak{a}_l = 3 - 4\nu_l$; $\mu_l = \frac{E_l}{2(1+\nu_l)}$ ($l=0,1, \dots, N$).

Граничные условия (9) отражает отсутствие внешних нагрузок на линии L_0 ; условия (10) - непрерывность векторов полных напряжений (первое соотношение) и дополнительных смещений (второе соотношение) на контурах $L_{0,m}$; условия (11) - отсутствие внешних нагрузок на контурах $L_{1,m}$ ($m=1, \dots, N$).

Функции $f_m(t_{0,m})$ в соотношениях (10) определяются главными векторами внешних усилий $X_n^{(0,m)(0)} + iY_n^{(0,m)(0)}$, действующих на контурах $L_{0,m}$ ($m=1, \dots, N$) и обусловленных наличием в области S_0 поля начальных напряжений (4).

Для функций $f_m(t_{0,m})$ ($m=1, \dots, N$) получим следующие выражения

$$\begin{aligned} f_m(t_{0,m}) &= i \int_0^{t_{0,m}} (X_n^{(0,m)(0)} + iY_n^{(0,m)(0)}) ds_m = \\ &= -\frac{\mathcal{R}_{0,m}^2}{4} \left[-\left(i \frac{1-\lambda}{2} \cos \beta + \sin \beta \right) \sigma^{-2} + 4h_m \left(\frac{1-\lambda}{2} \cos \beta - i \sin \beta \right) \sigma^{-1} + \right. \\ &\quad \left. + 4h_m \frac{1+\lambda}{2} \cos \beta \cdot \sigma + i \frac{1+\lambda}{2} \cos \beta \cdot \sigma^2 - 2ie^{-i\beta} \ln \sigma \right]. \end{aligned} \quad (12)$$

Комплексные потенциалы $\tilde{\varphi}_0(z)$, $\tilde{\psi}_0(z)$ являются регулярными в полуплоскости S_0 вне отверстий, ограниченных контурами $L_{0,j}$ ($j=1, \dots, N$) и с учетом неинвариантности $\tilde{\psi}_0(z)$ при переносе начала координат представляются в виде [3]

$$\tilde{\varphi}_0(z) = \sum_{j=1}^N \tilde{\varphi}_{0,j}(z - z_j), \quad \tilde{\psi}_0(z) = \sum_{j=1}^N [\tilde{\psi}_{0,j}(z - z_j) - \bar{z}_j \tilde{\varphi}'_{0,j}(z - z_j)]. \quad (13)$$

Функции $\tilde{\varphi}_{0,j}(z - z_j)$, $\tilde{\psi}_{0,j}(z - z_j)$, входящие в (13), являются регулярными в полуплоскости вне каждого из контуров $L_{0,j}$ ($j=1, \dots, N$). С учетом наличия на этих контурах главных векторов усилий

$$X^{(0,j)(0)} + iY^{(0,j)(0)} = \frac{\mathcal{R}_{0,j}^2}{2} e^{-i\beta} 2\pi i = 2\pi i K_j, \quad K_j = \frac{\mathcal{R}_{0,j}^2}{2} e^{-i\beta}, \quad (14)$$

они определяются соотношениями [3, 12]

$$\tilde{\varphi}_{0,j}(z-z_j) = \varphi_{0,j}^*(z-z_j) - \frac{iK_j}{1+\alpha_0} \left[\ln(z-z_j) + \alpha_0 \ln(z-z_j - 2i(H-y_j)) \right], \quad (15)$$

$$\tilde{\psi}_{0,j}(z-z_j) = \psi_{0,j}^*(z-z_j) - \frac{i\overline{K_j}}{1+\alpha_0} \left[\alpha_0 \ln(z-z_j) + \ln(z-z_j - 2i(H-y_j)) \right]; \quad (16)$$

в которых $\varphi_{0,j}^*(z-z_j)$, $\psi_{0,j}^*(z-z_j)$ являются функциями, регулярными в области S_0 вне контуров $L_{0,j}$ ($j=1, \dots, N$), включая бесконечно удаленную точку.

Потенциалы $\tilde{\varphi}_m(z)$, $\tilde{\psi}_m(z)$, регулярные в кольцах S_m ($m=1, \dots, N$), с учетом неинвариантности функций $\tilde{\psi}_m(z)$ представляются в виде

$$\tilde{\varphi}_m(z) = \varphi_m(z-z_m), \quad \tilde{\psi}_m(z) = \psi_m(z-z_m) - \bar{z}_m \varphi_m'(z-z_m). \quad (17)$$

Для решения использован метод Арамановича И.Г. [11], модифицированный в работах [3 – 6] и успешно примененный в работе [12]. Отличительной особенностью применения модифицированного метода является сведение решения задачи об определении напряженного состояния колец, подкрепляющих конечное число круговых отверстий в полуплоскости, моделирующих обделки параллельных тоннелей, сооруженных вблизи наклонной земной поверхности, к итерационному процессу решения задачи о напряженном состоянии кольца, подкрепляющего одно круговое отверстие в полной плоскости при соответствующих граничных условиях. Граничные условия этой задачи будут содержать дополнительные члены в виде рядов Лорана с неизвестными коэффициентами, отвечающими за влияние соседних подкрепленных отверстий и наклонной границы.

Аналитическое решение задачи реализовано в виде метода расчета и компьютерной программы, позволяющей выполнять расчеты при практическом проектировании. Ниже приведены результаты расчетов монолитных обделок двух параллельных тоннелей, расположенных вблизи наклонной земной поверхности. Принятая расчетная схема приведена на рис. 3.

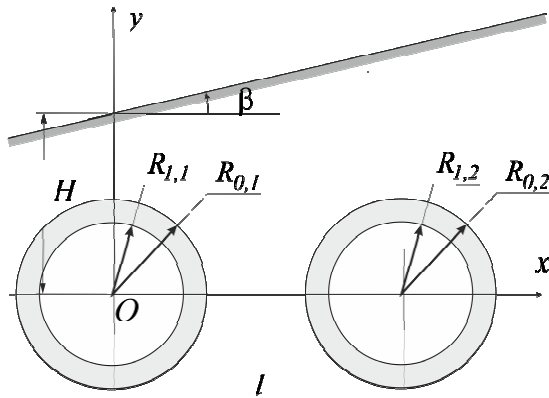


Рис. 3. Поперечное сечение тоннелей

Исходные данные:

$$\begin{aligned} E_0 &= 1000 \text{ МПа}, \quad \nu_0 = 0,35, \\ \gamma &= 0,022 \text{ МН/м}^3, \quad \lambda = 0,53; \\ H &= 9 \text{ м}; \quad l = 9 \text{ м}; \\ R_{0,1} &= R_{0,2} = 3,0 \text{ м}, \\ R_{1,1} &= R_{1,2} = 2,7 \text{ м}, \\ E_1 &= E_2 = 27000 \text{ МПа}, \\ \nu_1 &= \nu_2 = 0,2. \end{aligned}$$

Для иллюстрации влияния наклонной земной поверхности на формирование напряженного состояния обделок на рис. 4 приведены эпюры расчетных нормальных тангенциальных напряжений $\sigma_\theta, МПа$, возникающих на наружном и внутреннем контурах поперечного сечения обделки левого тоннеля при горизонтальной земной поверхности. Очевидно, что представленные результаты справедливы для правого тоннеля с учетом осевой симметрии.

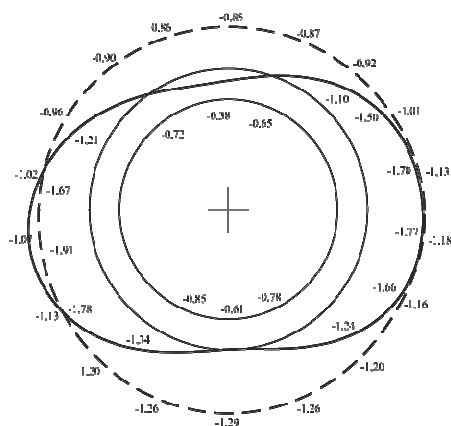


Рис. 4. Напряжения на наружном (пунктирная линия) и внутреннем (сплошная линия) контурах обделки левого тоннеля при $\beta = 0^\circ$

На рис. 5 а, б приведены эпюры напряжений $\sigma_\theta, МПа$, возникающих в точках наружного и внутреннего контуров поперечного сечения обделок тоннелей, сооруженных вблизи склона с преобладающим углом наклона $\beta = 30^\circ$.

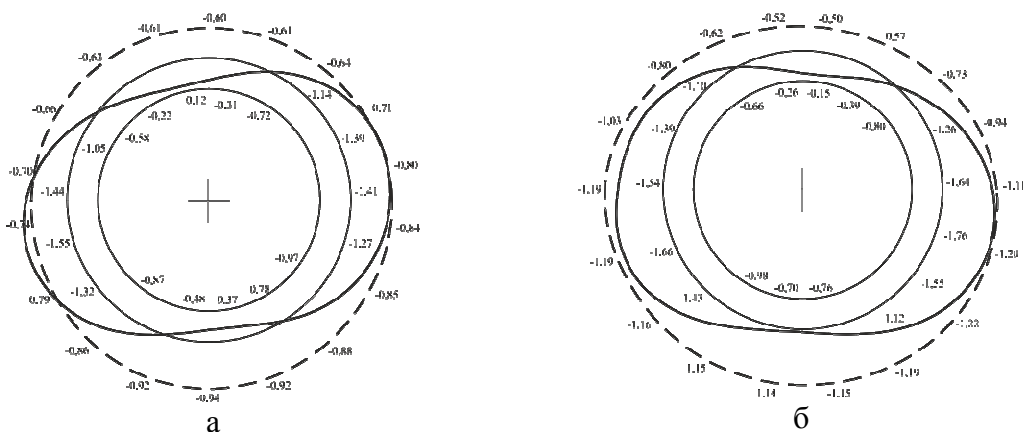


Рис. 5. Напряжения на наружном (пунктирные линии) и внутреннем (сплошные линии) контурах обделок тоннелей: а – левого; б - правого при $\beta = 30^\circ$

Как следует из эпюр напряжений, изображенных на рис. 4, 5, наличие наклонной земной поверхности приводит к существенному перераспределению напряжений в обделках тоннелей.

На рис. 6 приведена расчетная схема, принятая для расчета обделок двух тоннелей различного диаметра при следующих исходных данных: $H = 10 м$, центры поперечных сечений тоннелей имеют координаты $z_1 = (0;0)$, $z_2 = (12;0)$ - тоннели расположены горизонтально при угле наклона поверхности $\beta = 45^\circ$.

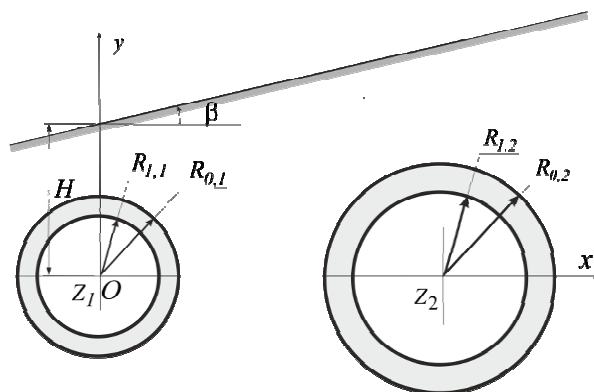


Рис. 6. Поперечное сечение тоннелей

Поперечные сечения обделок тоннелей имеют следующие характеристики $R_{0,1} = 3,5 \text{ м}$, $R_{1,1} = 3,0 \text{ м}$; $R_{0,2} = 5,2 \text{ м}$, $R_{1,2} = 4,7 \text{ м}$; $E_0 = 2300 \text{ МПа}$, $\nu_0 = 0,35$; $E_1 = E_2 = 36000 \text{ МПа}$, $\nu_1 = \nu_2 = 0,2$; $\gamma = 0,022 \text{ МН/м}^3$, $\lambda = 0,53$.

Для возможности сравнения результатов на рис. 7 а, б приведены эпюры напряжений $\sigma_\theta, \text{ МПа}$, возникающих в точках наружного и внутреннего контуров поперечного сечения обделок тоннелей, сооруженных вблизи горизонтальной земной поверхности ($\beta = 0^\circ$).

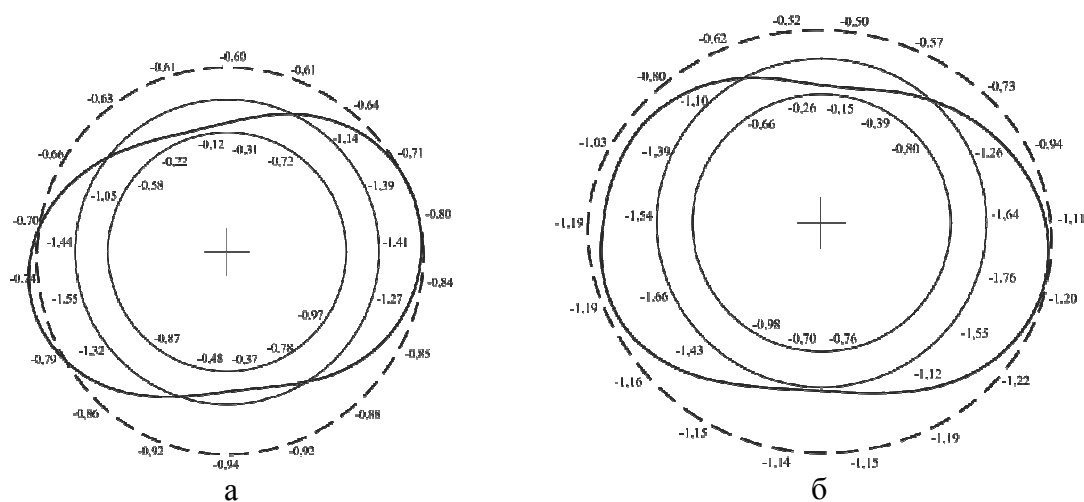


Рис. 7. Напряжения на наружном (пунктирные линии) и внутреннем (сплошные линии) контурах обделок тоннелей при $\beta = 0^\circ$: а – левого; б - правого

На рис. 8 а, б приведены эпюры напряжений $\sigma_\theta, \text{ МПа}$, возникающих в точках наружного и внутреннего контуров поперечного сечения обделок тоннелей, сооруженных при угле наклона земной поверхности $\beta = 45^\circ$.

Следует отметить, что приведенные результаты расчета соответствуют случаю возведения обделок непосредственно в забое тоннеля, что соответствует в определенной мере щитовому способу проходки, и не учитывают последовательность сооружения тоннелей (наихудший случай).

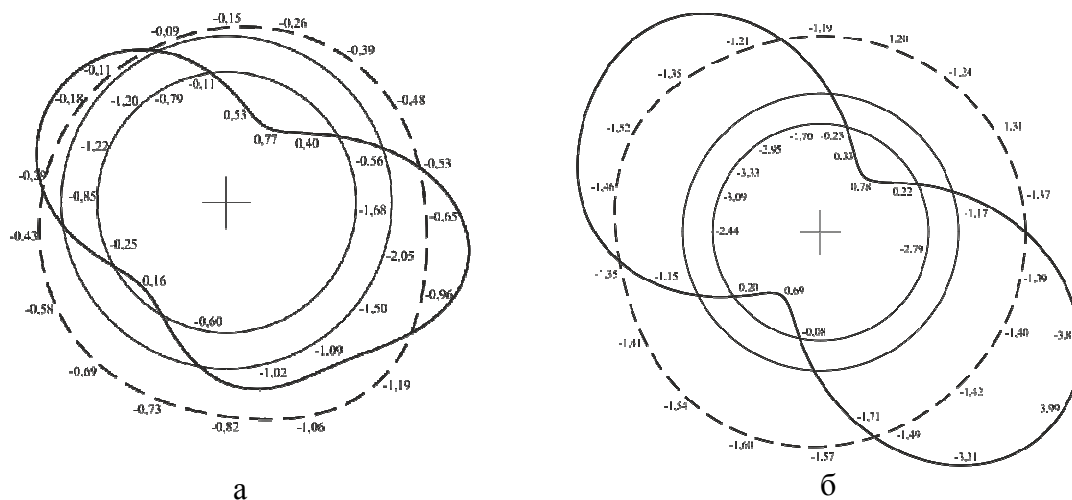


Рис. 8. Напряжения на наружном (пунктирные линии) и внутреннем (сплошные линии) контурах обделок тоннелей: а – левого; б - правого при $\beta = 45^\circ$

Таким образом, компьютерная программа, реализующая разработанный метод расчета, позволяет выполнять многовариантные расчеты для оценки напряженного состояния обделок близко расположенных параллельных тоннелей круглого поперечного сечения, сооруженных закрытым способом в непосредственной близости от наклонной земной поверхности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. https://www.herhaber.com/d/other/aw352166_01.jpg
2. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений: учебник для вузов. - М.: Недра, 1994. - 382 с.
3. Анциферов С.В. Метод расчета многослойных обделок параллельных тоннелей круглого поперечного сечения мелкого заложения: монография. – Тула: ТулГУ, 2014. – 298 с.
4. Fotieva N.N., Antziferov S.V., Korneeva N.N. Designing tunnel linings located near slopes// Geotechnics 99. The base of the modern technologies of constructions. Ostrava. Csech republic. 21 - 22 september 1999. – P. 88 - 90.
5. Корнеева Н.Н. Расчет обделок тоннелей, сооружаемых вблизи склонов, на действие собственного веса пород// Горн. информ.-аналитический бюллетень. - 2000. - №10. М.: МГГУ. С. 106 – 109.
6. Саммаль А.С., Князева С.В. Расчет многослойной обделки тоннеля, сооружаемого вблизи склона на действие собственного веса пород// Известия ТулГУ. Серия «Геомеханика. Механика подземных сооружений». – 2004. – Вып. 2. – С. 3-11.
7. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов/ Учебное пособие. – М.: Изд. Ассоциации строительных вузов, 2005. – 488 с.
8. Саммаль А.С., Анциферов С.В., Деев П.В. Аналитические методы расчета подземных сооружений: монография. Тула: ТулГУ, 2013. – 111 с.
9. Арусин Б.З., Линьков А.М. Об использовании метода переменных модулей для решения одного класса задач линейной наследственной ползучести// Известия АН СССР. Механика твердого тела. – 1974. – №6. – С. 162 - 166.
10. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М.: Наука, 1966. – 707 с.
11. Араманич И.Г. О распределении напряжений в упругой полуплоскости, ослабленной подкрепленным круговым отверстием// Докл. АН СССР. - М., 1955. - Т. 104. - №3. - С. 372 - 375.
12. Анциферов С.В., Копылов А.Б., Залесский К.Е., Фомин А.В. Определение зон неупругих деформаций грунта вокруг выработок неглубокого заложения// Транспортное строительство, 2016. - №12. – С. 19 – 21.

УДК 624.19.034.5

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ УКРЕПИТЕЛЬНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ ПОРОД ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОБДЕЛОК ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ПОДВОДНЫХ ТОННЕЛЕЙ

САММАЛЬ А. С.¹, ВОРОНИНА И. Ю.¹, ЗАЛЕССКИЙ К. Е.¹

¹ Тульский государственный университет, г. Тула

Аннотация. Предложен метод расчета обделок комплексов параллельных подводных тоннелей произвольного поперечного сечения, сооружаемых с применением укрепительной цементации окружающих выработки пород, как в предположении их полной водонепроницаемости, так и с учетом некоторой фильтрации воды внутрь тоннелей. Метод базируется на аналитических решениях ряда соответствующих плоских задач теории упругости для весомой полуплоскости, ослабленной произвольно расположенными некруговыми отверстиями, подкрепленными двухслойными кольцами, моделирующими зоны укрепленных пород и обделки тоннелей. Реализованный в виде компьютерного программного комплекса метод предназначен для

применения в практическом многовариантном проектировании подводных тоннелей. Приводятся примеры расчета.

Ключевые слова: обделка, подводные тоннели, проектирование, грунт, тампонаж, расчет, напряжения.

DESIGNING THE LININGS OF PARALLEL UNDERWATER TUNNELS WITH THE INFLUENCE OF ROCK MASS GROUTING TAKING INTO ACCOUNT

SAMMAL' ANDREJ SERGEEVICH¹, VORONINA IRINA YUR'EVNA¹,
ZALESSKIY KONSTANTIN EVGEN'EVICH¹

¹Tula State University

Abstract. A method for the designing the lining of complexes of parallel underwater tunnels of arbitrary cross-section, constructed using the reinforcing cementation of the surrounding soils, both assuming their full water tightness and taking into account some filtration of water inside the tunnels is proposed. The method is based on analytical solutions of a number of corresponding flat problems in the theory of elasticity for a weighty half-plane, weakened by arbitrarily located non-circular holes, supported by double-layer rings, modeling zones of fortified rocks and tunnel lining. The method implemented in the form of a computer program complex is intended for use in practical multivariate design of underwater tunnels. Examples of the designing are given.

Key words: lining, underwater tunnels, design, soils, grouting, stresses.

Подводные тоннели, как правило, проектируются в сложных инженерно-геологических условиях, в том числе – в трещиноватых, водонасыщенных грунтах, когда возникает необходимость применения специальных мероприятий, направленных на снижение водопроницаемости путем нагнетания в окружающий массив специальных связующих растворов. В результате вокруг тоннелей создаются зоны технологической неоднородности, которые также оказывают влияние на статическую работу комплексов подземных сооружений и должны учитываться на стадии проектирования.

В Тульском государственном университете в течение ряда лет проводятся исследования направленные на создание теоретической и методической базы проектирования обделок подводных тоннелей кругового очертания [1] и произвольного поперечного сечения [2], как в предположении водонепроницаемости пород, так и с учетом фильтрации воды вглубь массива. Перечисленные методы, а также существующие в настоящее время подходы к расчету обделок тоннелей мелкого заложения [3], в том числе - рассматриваемых как многослойные подземные конструкции [4], создали необходимые предпосылки для разработки нового аналитического метода расчета обделок параллельных подводных тоннелей, сооружаемых с применением инъекционного укрепления пород.

С целью исследования влияния зон тампонажа на напряженное состояние многослойных обделок параллельных подводных тоннелей, сооружаемых в обводненных породах, рассматривается ряд плоских задач теории упругости для полубесконечной весомой линейно-деформируемой среды, ослабленной произвольным числом любым образом расположенных некруговых отверстий, подкрепленных многослойными кольцами различной толщины, выполненными из разных материалов.

Действие давления воды на дно водоема моделируется равномерно распределенной по всей границе полуплоскости L'_0 нормальной нагрузкой интенсивности $P = -\gamma_w H_w$ (где γ_w - удельный вес воды, H_w - глубина водоема). Расчетная схема представлена на рис.1.

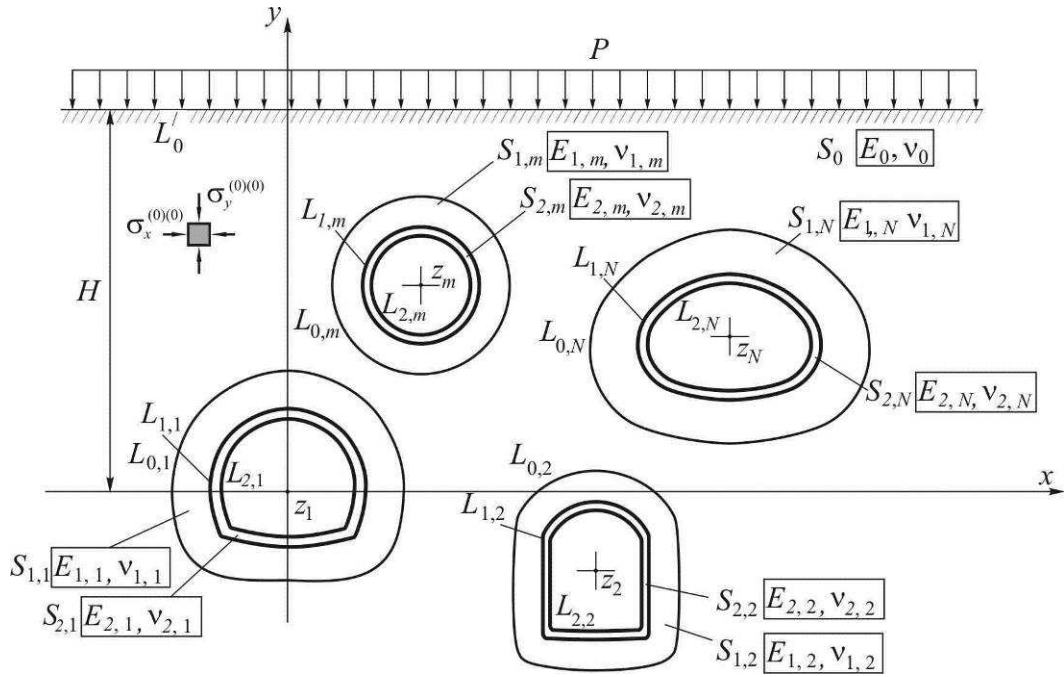


Рис. 1. Расчетная схема

Здесь среда S_0 с деформационными характеристиками – модулем деформации E_0 и коэффициентом Пуассона ν_0 , ослабленная произвольным числом N любым образом расположенных отверстий в общем случае некруговой формы (с одной осью симметрии) с центрами в точках $z_m = x_m + iy_m$ ($m = 1, \dots, N$), моделирует ненарушенный массив пород. Двуслойные некруговые кольца $S_{p,m}$ ($p = 1, 2; m = 1, \dots, N$), моделируют зоны тампонажа (при $p = 1$) и обделки тоннеля ($p = 2$) соответственно. Механические свойства слоев колец характеризуются модулями деформации $E_{p,m}$ и коэффициентами Пуассона $\nu_{p,m}$ ($p = 1, 2; m = 1, \dots, N$).

Среда S_0 и слои колец $S_{p,m}$ ($p = 1, 2; m = 1, \dots, N$) деформируются совместно, т. е. на линиях контакта $L_{p,m}$ ($p = 0, 1, m = 1, \dots, N$) выполняются условия непрерывности векторов смещений и полных напряжений. Внутренние контуры $L_{2,m}$ ($m = 1, \dots, N$) колец свободны от действия внешних сил.

Совместное действие собственного веса водонепроницаемых пород и давления воды на дно водоема (задача 1) моделируется наличием в среде S_0 и слоях $S_{p,m}$ ($p = 1, 2; m = 1, \dots, N$) начальных напряжений, линейно изменяющихся по высоте и определяемых формулами [5]:

$$\begin{aligned}
 \sigma_x^{(0)(0)} &= \sigma_x^{(p,m)(0)} = -[\lambda \gamma'_{p,m} (H - y) + \gamma_{p,m}^{(w)} H_w], \\
 \sigma_y^{(0)(0)} &= \sigma_y^{(p,m)(0)} = -[\gamma'_{p,m} (H - y) + \gamma_{p,m}^{(w)} H_w], \\
 \tau_{xy}^{(0)(0)} &= \tau_{xy}^{(p,m)(0)} = 0.
 \end{aligned} \tag{1}$$

где

$$\gamma'_{p,m} = \begin{cases} \gamma - \text{в среде } S_0 \text{ и слоях } S_{1,m}, \\ 0 - \text{в слоях } S_{2,m}, \end{cases} \quad (2)$$

$$\gamma^{(w)}_{p,m} = \begin{cases} \gamma_w - \text{в среде } S_0 \text{ и слоях } S_{1,m}, \\ 0 - \text{в слоях } S_{2,m}, \end{cases} \quad (3)$$

γ - удельный вес пород, H - глубина заложения первого из тоннелей, в центр которого помещено начало координат, под дном водоема, λ - коэффициент бокового давления пород в ненарушенном массиве.

В рамках предложенного метода расчета может быть рассмотрен случай фильтрации поверхностных вод через породы дна водоема при наличии водопроницаемых слоев тампонажа в окрестности каждого из тоннелей (задача 2). При этом выражения для суммарных начальных напряжений в среде S_0 и слоях $S_{p,m}$ ($p=1,2$; $m=1,\dots,N$) имеют вид

$$\begin{aligned} \sigma_x^{(0)(0)} = \sigma_x^{(p,m)(0)} &= -[\lambda \gamma'_{p,m} (H-y) + \gamma_{p,m}^{*(w)} (H_w + H-y)], \\ \sigma_y^{(0)(0)} = \sigma_y^{(p,m)(0)} &= -[\gamma'_{p,m} (H-y) + \gamma_{p,m}^{*(w)} (H_w + H-y)], \\ \tau_{xy}^{(0)(0)} = \tau_{xy}^{(p,m)(0)} &= 0, \end{aligned} \quad (4)$$

где

$$\gamma'_{p,m} = \begin{cases} \tilde{\gamma} - \text{в среде } S_0, \\ \gamma - \text{в слоях } S_{1,m} \text{ (зонах тампонажа)}, \\ 0 - \text{в слоях } S_{2,m}, \end{cases} \quad (5)$$

$$\gamma_{p,m}^{*(w)} = \begin{cases} \gamma_w - \text{в среде } S_0, \\ 0 - \text{в слоях } S_{p,m} \text{ (} p=1,2 \text{)} \end{cases} \quad (6)$$

Здесь $\tilde{\gamma} = \frac{\gamma}{1+\varepsilon}$ - удельный вес водонасыщенных пород с учетом взвешивающего действия воды, ε - коэффициент пористости водонасыщенных пород.

Учет отставания возведения обделок в каждом m - том тоннеле производится введением соответствующего корректирующего множителя α_m^* ($m=1,\dots,N$), определяемого по методике, предложенной в работе [4].

Полные напряжения $\sigma_x^{(0)*}$, $\sigma_y^{(0)*}$, $\tau_{xy}^{(0)*}$ в среде S_0 представляются в виде

$$\sigma_x^{(0)*} = \sigma_x^{(0)(0)} + \sigma_x^{(0)}; \quad \sigma_y^{(0)*} = \sigma_y^{(0)(0)} + \sigma_y^{(0)}; \quad \tau_{xy}^{(0)*} = \tau_{xy}^{(0)(0)} + \tau_{xy}^{(0)}, \quad (7)$$

где $\sigma_x^{(0)}$, $\sigma_y^{(0)}$, $\tau_{xy}^{(0)}$ - дополнительные напряжения в области S_0 , обусловленные наличием отверстий. Смещения рассматриваются только дополнительные.

В слоях $S_{p,m}$ ($p=1,2$; $m=1,\dots,N$) полные напряжения имеют представления аналогичные выражениям (7)

$$\sigma_x^{(p,m)*} = \sigma_x^{(p,m)(0)} + \sigma_x^{(p,m)}; \quad \sigma_y^{(p,m)*} = \sigma_y^{(p,m)(0)} + \sigma_y^{(p,m)}; \quad \tau_{xy}^{(p,m)*} = \tau_{xy}^{(p,m)(0)} + \tau_{xy}^{(p,m)}, \quad (8)$$

где $\sigma_x^{(p,m)}$, $\sigma_y^{(p,m)}$, $\tau_{xy}^{(p,m)}$ - дополнительные напряжения в слоях $S_{p,m}$, $\sigma_x^{(p,m)(0)}$, $\sigma_y^{(p,m)(0)}$, $\tau_{xy}^{(p,m)(0)}$ - начальные напряжения в тех же областях, представляемые соотношениями

$$\sigma_x^{(p,m)(0)} = \begin{cases} -\lambda \gamma'_{p,m} (H - y_m - y + y_m) - \gamma'^{(w)}_{p,m} H_w = -\lambda \gamma'_{p,m} [H_m - (y - y_m)] - \gamma'^{(w)}_{p,m} H_w & \text{в задаче 1;} \\ -\lambda \gamma^*_{p,m} (H - y_m - y + y_m) - \gamma^{*(w)}_{p,m} (H_w + H - y_m - y + y_m) = \\ = -\lambda \gamma^*_{p,m} [H_m - (y - y_m)] - \gamma^{*(w)}_{p,m} [H_w + H_m - (y - y_m)] & \text{в задаче 2,} \end{cases} \quad (9)$$

$$\sigma_y^{(p,m)(0)} = \begin{cases} -\gamma'_{p,m} (H - y_m - y + y_m) - \gamma'^{(w)}_{p,m} H_w = -\gamma'_{p,m} [H_m - (y - y_m)] - \gamma'^{(w)}_{p,m} H_w & \text{в задаче 1;} \\ -\gamma^*_{p,m} (H - y_m - y + y_m) - \gamma^{*(w)}_{p,m} (H_w + H - y_m - y + y_m) = \\ = -\gamma^*_{p,m} [H_m - (y - y_m)] - \gamma^{*(w)}_{p,m} [H_w + H_m - (y - y_m)] & \text{в задаче 2,} \end{cases} \quad (10)$$

$$\tau_{xy}^{(p,m)(0)} = 0, \quad (11)$$

где $H_m = H - y_m$ - глубина заложения m -того тоннеля.

Граничные условия задачи для определения дополнительных напряжений и смещений имеют вид:

- на границе L'_0

$$\sigma_y^{(0)} = 0, \quad \tau_{xy}^{(0)} = 0; \quad (12)$$

- на контурах $L_{p,m}$ ($p = 0, 1, m = 1, \dots, N$)

$$\begin{cases} \sigma_v^{(p+1,m)} + \sigma_v^{(p+1,m)(0)} = \sigma_v^{(p,m)} + \sigma_v^{(p,m)(0)}, \\ \tau_{v\varphi}^{(p+1,m)} + \tau_{v\varphi}^{(p+1,m)(0)} = \tau_{v\varphi}^{(p,m)} + \tau_{v\varphi}^{(p,m)(0)}, \\ u_x^{(p+1,m)} = u_x^{(p,m)}, \quad u_y^{(p+1,m)} = u_y^{(p,m)}, \end{cases} \quad (13)$$

- на контурах $L_{2,m}$ ($m = 1, \dots, N$)

$$\sigma_v^{(2,m)} = 0, \quad \tau_{v\varphi}^{(2,m)} = 0. \quad (14)$$

В граничных условиях (12)-(14) $\sigma_y^{(0)}$, $\tau_{xy}^{(0)}$ - дополнительные нормальные и касательные напряжения на прямолинейной границе L'_0 в декартовой системе координат, $u_x^{(p,m)}$, $u_y^{(p,m)}$ - дополнительные горизонтальные и вертикальные смещения точек контуров $L_{p,m}$; $\sigma_v^{(p,m)}$, $\tau_{v\varphi}^{(p,m)}$ - соответственно нормальные и касательные

напряжения на контурах $L_{p,m}$ ($p = 0,1, m = 1, \dots, N$).

Рассматриваемые задачи теории упругости решены с использованием теории аналитических функций комплексного переменного [6], аналитического продолжения комплексных потенциалов, регулярных в нижней полуплоскости вне отверстий через границу полуплоскости [7], метода Д.И. Шермана [8] для определения напряженного состояния многосвязных областей, аппарата конформных отображений и комплексных рядов. В результате решения определяются дополнительные напряжения в среде S_0 , моделирующей массив пород, и в слоях $S_{p,m}$ ($p = 1, 2; m = 1, \dots, N$), моделирующих зоны тампонажа и обделки тоннелей, к которым добавляются начальные напряжения (9) – (10).

На основе полученных решений разработан аналитический метод расчета обделок параллельных некруговых подводных тоннелей, сооружаемых с применением укрепительной цементации грунта. Метод расчета реализован в виде алгоритма и соответствующего программного обеспечения. Ограничением, накладываемым на разработанный метод, является требование, чтобы окружности, описанные вокруг наружных контуров обделок, не пересекались между собой и не касались дна водоема.

Ниже в качестве примера представлены результаты расчета бетонных обделок двух параллельных подводных тоннелей, сооружаемых в обводненных грунтах. Взаимное расположение, геометрические размеры тоннелей и зон укрепленного грунта показаны на рис.2.

При расчете принимались следующие исходные данные: деформационные характеристики грунта $E_0 = 900$ МПа, $\nu_0 = 0,3$, деформационные характеристики укрепленного грунта $E_{1,1} = E_{1,2} = 1700$ МПа, $\nu_{1,1} = \nu_{1,2} = 0,3$, коэффициент бокового давления грунта в ненарушенном массиве $\lambda = 0,43$, удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды $\tilde{\gamma} = 0,017$ МН/м³, глубина водоема $H_w = 50$ м, удельный вес воды $\gamma_w = 0,01$ МН/м³.

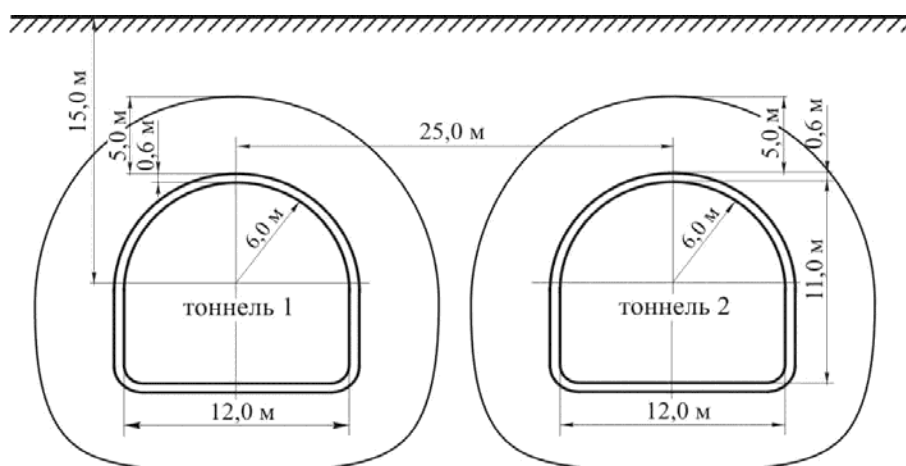


Рис. 2. Взаимное расположение и размеры тоннелей

Обделки тоннелей выполнены из бетона с деформационными характеристиками $E_{2,1} = E_{2,2} = 30000$ МПа, $\nu_{2,1} = \nu_{2,2} = 0,2$. Коэффициенты α_m^* ($m = 1, 2$), учитывающий влияние отставания зоны укрепленных пород и обделки от забоя выработки, принимались равными $\alpha^* = \alpha_1^* = \alpha_2^* = 0,6$.

На рис.3 показаны эпюры нормальных тангенциальных напряжений $\sigma_{\theta}^{(in)}$ на внутренних контурах поперечного сечения обделок подводных тоннелей. Для сравнения пунктирными линиями представлены эпюры тех же напряжений в случае, когда инъекционное укрепление грунта не применялось.

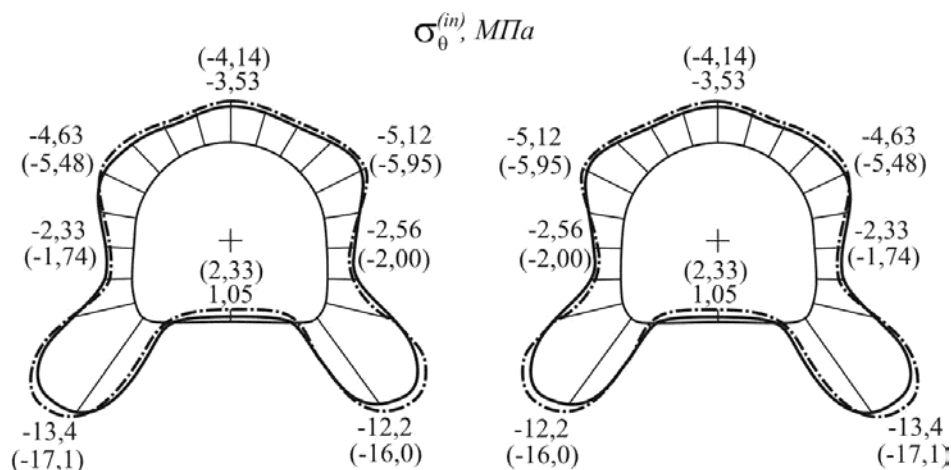


Рис. 3. Расчетные эпюры нормальных тангенциальных напряжений на внутренних контурах поперечных сечений подводных тоннелей

Из рис.3 видно, что в наличие зоны укрепленных грунтов приводит к снижению максимальных сжимающих напряжений, возникающих в угловых точках внутренних контуров поперечных сечений обделок, на 22 % и растягивающих напряжений в лотке – на 55%.

Разработанный аналитический метод расчета может применяться в практическом многовариантном проектировании подводных тоннелей, поскольку подготовка исходных данных не требует больших затрат времени, а вычисления для одного варианта делятся не более двух минут. Кроме того, с использованием предложенной расчетной модели существует возможность учета последовательности проходки тоннелей и проведения мероприятий по укреплению грунтов, а также реологических свойств грунтов (в рамках теории линейной наследственной ползучести).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Fotieva N.N., Voronina I.Yu. Study of parallel undersea or under-river tunnel linings stress state / Proceeding of the VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, 21-22 October 2004. Sivas, Turkey. - 2004. - P. 389-393.
2. Воронина И.Ю. Расчет обделок параллельных подводных тоннелей произвольного поперечного сечения / Труды IV Международной конференции по геомеханике «Теория и практика геомеханики для повышения эффективности горного производства и строительства». Варна, Болгария. - 2010. - С. 323-330.
3. Анциферов С.В. Метод расчета многослойных обделок параллельных тоннелей круглого поперечного сечения мелкого заложения: монография. Тула: ТулГУ. - 2014. - 298с.
4. Деев П.В. Расчет обделок параллельных тоннелей мелкого заложения, сооружаемых с применением инъекционного укрепления грунта / Известия Тульского государственного университета. Серия Науки о Земле. Вып.2, Тула: ТулГУ. - 2010 - С. 209-217.
5. Саммаль А.С., Воронина И.Ю., Шелепов Н.В. Математическое моделирование взаимодействия многослойных обделок параллельных некруговых подводных тоннелей с технологически неоднородным массивом пород / Известия Тульского государственного

университета. Науки о Земле. Выпуск 3.- Тула: Издательство Тульского государственного университета, 2016. - С.154-163.

6. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М.: Наука, 1966. - 707 с.

7. Араманович И.Г. Распределение напряжений в упругой полуплоскости, ослабленной подкрепленным круговым отверстием / Доклады АН СССР.1955. Вып. 104. № 3. - С. 372-375.

8. Шерман Д.И. О напряжениях в плоской весоной среде с двумя одинаковыми симметрично расположенными круговыми отверстиями / ПММ, т. XV. Вып. 6, 1951. - С. 751-761.

УДК 624.19

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ГРАНИЦЫ РАЗДЕЛА СЛОЕВ ПОРОД ПРИ РАСЧЕТЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

САММАЛЬ А. С.¹, АНЦИФЕРОВ С. В.¹, ПАВЛОВА Н. С.¹

¹Тульский государственный университет, г. Тула

Аннотация. Предлагается новый аналитический метод расчета обделок подземных сооружений, сооружаемых вблизи границы раздела двух типов пород, обладающих различными деформационными характеристиками. Метод основан на соответствующем решении плоской задачи теории упругости для бесконечной весоной среды, составленной из двух слоев, выполненных из различных материалов, ослабленной вблизи границы раздела подкрепленным круговым отверстием. Полученное решение базируется на применении теории аналитических функций комплексного переменного, свойств интегралов типа Коши и комплексных рядов. На основе сравнительного анализа результатов математического моделирования в соответствии с предложенным методом и расчета с использованием программного комплекса, реализующего МКЭ, сформулированы рекомендации по формированию соответствующих компьютерных моделей.

Ключевые слова: обделка, тоннель, проектирование, грунт, расчет, напряжения.

UNDERGROUND STRUCTURES DESIGNING TAKING THE INFLUENCE OF DIFFERENT ROCKS CONTACT BOUNDARY INTO ACCOUNT

SAMMAL' ANDREJ SERGEEVICH¹, ANTSIFEROV SERGEJ VLADIMIROVICH¹,
PAVLOVA NATAL'YA SERGEEVNA¹

¹Tula State University

Abstract. A new analytical method for designig the lining of underground structures constructed near the boundary between two types of rocks with different deformation characteristics is proposed. The method is based on the appropriate solution of the plane problem of the theory of elasticity for an infinite weight medium composed of two layers made of different materials, weakened near the interface the circular hole supported by the ring . The solution obtained is based on the application of the theory of analytic functions of a complex variable, the properties of Cauchy type integrals, and complex series. On the basis of a comparative analysis of the results of mathematical modeling in accordance with the proposed method and calculation using the software package that implements the FEM, recommendations on the formation of appropriate computer models are formulated.

Key words: lining, tunnel, design, soils, stresses.

Существующие в настоящее время аналитические методы расчета крепи подземных сооружений реализуют расчетные схемы, в которых массив пород моделируется однородной бесконечной или полубесконечной (при рассмотрении выработок неглубокого заложения) изотропной средой. При этом в случаях, когда проектируемая горная выработка сооружается в неоднородном массиве в непосредственной близости от

границы раздела слоев пород, обладающих существенно отличающимися деформационными характеристиками, расчет крепи осуществляется на основе применения численных методов компьютерного моделирования, в основном метод конечных элементов (МКЭ) [1]. Следует отметить, что практическая реализация конечно-элементных моделей, несмотря на современные достижения в области компьютерных технологий, сопряжена с рядом сложностей, связанных с отсутствием жестких критериев, которые должны быть удовлетворены в каждом конкретном случае. Так, необходимость ограничения размеров рассматриваемой области моделирования, а также варьирование того или иного параметра в процессе формирования условий закрепления модели, может приводить к возможному весьма значительному разбросу получаемых результатов [2]. В связи с этим представляется целесообразным настройка и тестирование разработанных численных компьютерных моделей на основе рассмотрения аналогичных задач, решенных аналитически, или на базе экспериментальных, в том числе - натуральных данных.

В Тульском государственном университете в течение ряда лет проводятся исследования, связанные с разработкой новых аналитических методов расчета крепи подземных сооружений с учетом влияния границы раздела слоев пород с различными деформационными характеристиками [3, 4].

В настоящей работе предлагается метод расчета монолитной бетонной или железобетонной крепи кругового очертания на действие собственного веса пород. При этом горный массив моделируется областью, составленной из двух весомых полубесконечных сред S_0 и S_1 , моделирующих соответствующие породные слои, с прямолинейной линией раздела L (расчетная схема поставленной задачи приведена на рис. 1).

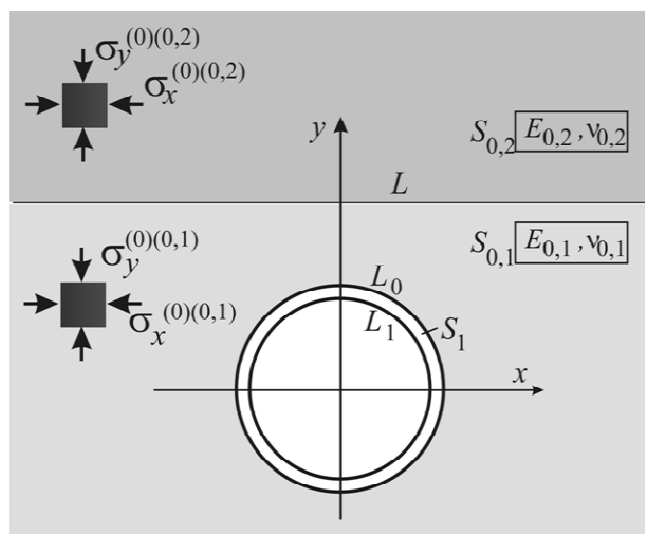


Рис. 1. Расчетная схема

Крепь выработки, сооружаемой ниже границы раздела пород, моделируется круговым кольцом наружный и внутренний контуры которого имеют радиусы R_0 и R_1 соответственно.

Действие собственного веса пород, обусловленных гравитационными силами, моделируется заданием в областях $S_{0,j}$ ($j=0,1$) неравнокомпонентных полей начальных напряжений $\sigma_x^{(0)(0,j)}$, $\sigma_y^{(0)(0,j)}$ ($j=0,1$) с отношением главных напряжений λ . При этом на первом этапе рассматривается выработка глубокого заложения, когда изменением начальных напряжений по высоте и в слоях в окрестности выработки можно прене-

брець. Таким образом, при расчете принимается $\sigma_x^{(0)(0,j)} = \sigma_x^{(0)}$, $\sigma_y^{(0)(0,j)} = \sigma_y^{(0)}$, $\lambda = \sigma_y^{(0)} / \sigma_x^{(0)}$. Кроме этого, с целью упрощения решения удельный вес пород в рассматриваемых слоях горного массива принят одинаковым, а материал крепи – невесомым, то есть собственный вес крепи не учитывается.

Слои пород – области $S_{0,j}$ ($j=0,1$) имеют различные деформационные характеристики – модули деформации $E_{0,j}$ ($j=0,1$) и коэффициенты Пуассона $\nu_{0,j}$ ($j=0,1$) и деформируются совместно, то есть на линии контакта L выполняются условия непрерывности векторов полных напряжений и смещений. При этом смещения рассматриваются только дополнительные, обусловленные проходкой выработки [4].

При решении поставленной задачи использован метод, предложенный в работе [5], основанный на применении теории аналитических функций комплексных переменных, который был модифицирован применительно к особенностям рассматриваемой расчетной схемы. Полученное решение реализовано в виде компьютерной программы, позволяющей производить эффективные многовариантные расчеты как в целях практического проектирования, так и при решении научных задач, в том числе связанных с тестированием различных конечно-элементных моделей.

Отметим, что в частном случае, приняв в качестве исходных данных $E_1=0$, $\nu_1=0,5$, можно реализовать известное в геомеханике решение соответствующей задачи для выработки неглубокого заложения [2].

Ниже в качестве примера рассматривается распределение нормальных тангенциальных (окружных) напряжений в окрестности напорной выработки (рис. 2), полученное в результате расчета по предлагаемому методу и при компьютерном моделировании методом конечных элементов при следующих данных $R_1=1,8$ м, $R_0=2,0$ м, $H=2,2$ м, $E_{0,1}=10000$ МПа, $\nu_0=0,3$, $E_{0,2}=1000$ МПа, $\nu_0=0,4$, $E_1=20000$ МПа, $\nu_0=0,2$, $\lambda=0,4$.

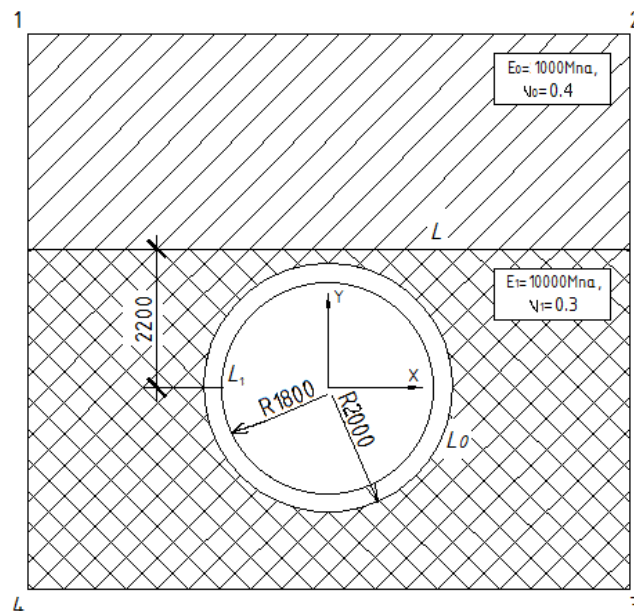


Рис. 2. Расчетная модель, реализуемая в процессе расчета

Эпюры расчетных нормальных тангенциальных напряжений, полученная в результате расчета по предлагаемому методу, представлена на рис. 3 в безразмерном виде (в долях начального напряжения $\sigma_y^{(0)(0,j)}$). Для сравнения пунктирными линиями здесь

же приведены аналогичные эпюры без учета влияния ослабленного слоя пород. В силу симметрии расчетные эпюры даны для половин сечения крепи.

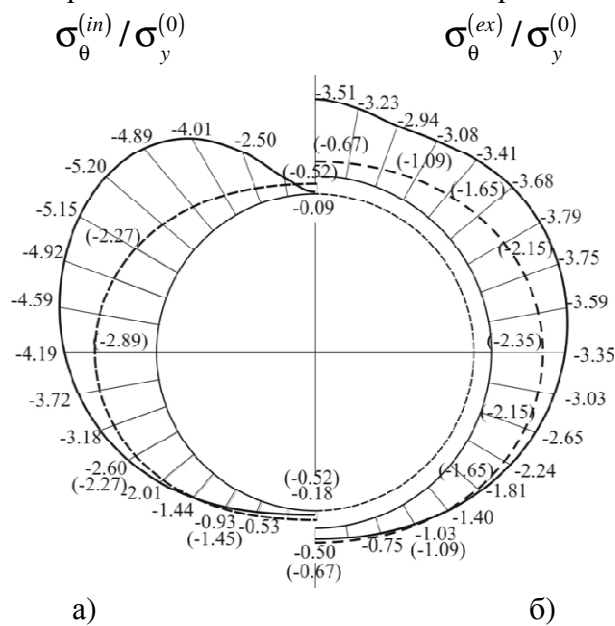


Рис. 3. Расчетные эпюры нормальных тангенциальных напряжений на контурах выработки:
а – на внутреннем, б – на наружном

Полученные результаты представляют не только самостоятельный интерес, но также позволяют сформулировать конкретные рекомендации при построении соответствующих конечно-элементных компьютерных моделей, обеспечивающих получение наиболее полного соответствия расчетных полей напряжений и перемещений в обделке и окружающем горном массиве.

Поскольку компьютерная реализация рассматриваемой плоской расчетной модели является одной из самых простых в геомеханике, представлялось, что она должна быть стандартной, и, в связи с самоуравновешенным характером действующей нагрузки, применение искусственных приемов, обеспечивающих равновесие модели, не требуется. Однако в процессе моделирования возникли проблемы с разделением напряжений и смещений в крепи и массиве на начальные и дополнительные. При этом в силу отсутствия возможностей учета этого обстоятельства при применении используемого программного пакета, граничные условия ставились для полных напряжений, что равносильно приложению напряжений от собственного веса к границам модели.

В процессе компьютерного моделирования размеры исследуемой области принимались достаточно большими и составляли 20x22м, при этом ограничения накладывались на смещения угловых точек 1 - 4 (см. рис.2). Изополя нормальных тангенциальных напряжений в крепи и массиве в окрестности выработки представлены на рис. 4. В качестве интенсивности нагрузки в процессе моделирования принималось $\sigma_y^{(0)} = 1$ МПа.

Как следует из представленных результатов, расхождение результатов математического и компьютерного моделирования в рассматриваемом случае не превышает 10–17 %. Следует отметить, что высокая точность расчета с применением МКЭ была достигнута в результате рассмотрения достаточно большой области моделирования, каждый из размеров которой существенно превышает 5R.

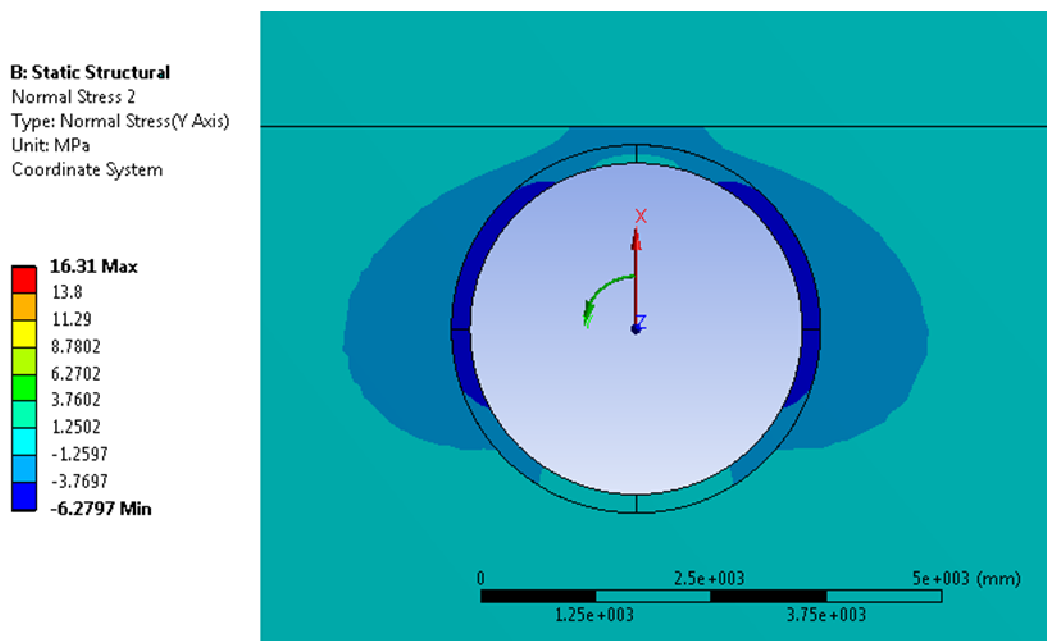


Рис. 4. Изополя окружных напряжений σ_{θ} в крепи и массиве вокруг выработки

В целом, сравнивая результаты математического и компьютерного моделирования можно заключить, что они, в целом, достаточно хорошо согласуются. Ожидаемые расхождения обусловлены тем, что моделирование объемных сил с использованием методологии «снимаемых напряжений» вскрывает дополнительный запас прочности конструкции по сравнению с методом приложения «напряжений на бесконечности».

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Амосин Б. З., Фадеев А. Б. Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики. - М.: Недра. - 1975. - 144 с.
2. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: Учеб. пособ. для вузов. – М.: Недра, 1989. – 270 с.
3. Саммаль А.С Аналитические методы расчета подземных сооружений/ А.С.Саммаль, С.В.Анциферов, П.В.Деев – Тула: Изд-во ТулГУ, 2013. – 115 с.
4. Sammal' A.S., Antsiferov S.V., Pavlova N.S. Mathematical and computer modeling of the stress-strain state of the rock mass composed of two rock types near the circular pressure excavation//Известия высших учебных заведений. Горный журнал. 2018. № 7. С. 37-44.
5. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М.: Наука, 1969.– 700с.

УДК 624.19

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ «МАССИВ ГРУНТА–ОБДЕЛКА ТОННЕЛЯ–ЗАЩИТНЫЙ ЭКРАН ИЗ ТРУБ»

АНЦИФЕРОВ С. В.¹, ТРЕЩЕВА О. В.¹, ФЕКЛИН А. А.¹
 Тульский государственный университет, г. Тула

Аннотация. В работе приводятся основные положения, принятые при математическом моделировании формирования напряженно-деформированного состояния массива грунта и об-

делок тоннелей, сооружаемых с использованием защитного экрана из труб. Предлагаемая модель позволяет с использованием математического аппарата теории комплексных потенциалов Колосова-Мусхелишвили получить строгое решение соответствующей задачи теории упругости. Решение будет положено в основу разрабатываемого аналитического метода расчета обделок тоннелей, сооружаемых закрытым способом с применением опережающего укрепления массива грунта с помощью труб.

Ключевые слова: математическое моделирование, защитный экран, трубы, обделка, тоннель, земная поверхность, грунт, расчет, напряжения.

MATHEMATICAL MODELING THE GEOMECHANICAL SYSTEM “SOIL MASSIF–TUNNEL LINING–PIPE SHIELDING” STRESS-STRAIN STATE

ANTSIFEROV SERGEJ VLADIMIROVICH¹, TRESHCHEVA OL'GA VITAL'EVNA¹,
FEKLIN ARTEM ALEKSANDROVICH¹

¹Tula State University

Abstract. The paper presents the basic provisions adopted for the mathematical modeling the formation of the stress-strain state of the soil mass and tunnel lining, constructed using a protective pipe shielding. The proposed model allows using the mathematical apparatus of the theory of complex potentials of Kolosov-Muskhelishvili to obtain a rigorous solution of the corresponding elasticity theory problem. The solution will be taken as the basis of the developed analytical method for calculating tunnel linings constructed by a underground method using advanced strengthening of the soil massif using pipes.

Key words: mathematical modeling, pipe shielding, lining, tunnel, soil massif, design, stress state.

В настоящее время при проходке тоннелей различного назначения закрытым способом на небольших глубинах в условиях существующей застройки могут возникать сложности, связанные с нарушением нормального функционирования городской инфраструктуры вследствие появления осадок земной поверхности. Для предотвращения этих процессов при наличии данных о физико-механических свойствах грунтов в ряде случаев возникает необходимость проведения предварительных технологических мероприятий по укреплению грунтового массива с целью повышения его однородности, изотропности и улучшения прочностных характеристик.

Одним из видов таких мероприятий, наряду с цементацией или замораживанием грунтов, является технология предварительного армирования грунтов. Значительное распространение получила опережающая крепь в виде экрана из горизонтально расположенных металлических или композитных труб, заполненных бетоном или железобетоном, который устраивают, как правило, полностью или частично по контуру будущего тоннеля. Применение такого способа усиления грунтового массива имеет значительный экономический эффект при строительстве тоннелей преимущественно мелкого заложения на застроенной городской территории в слабых и неустойчивых грунтах при небольших глубинах заложения, когда использование открытого способа затруднительно или невозможно [1].

Практика строительства свидетельствует о том, что применение защитного экрана из труб значительно снижает вероятность деформации земной поверхности над подземным сооружением, не нарушает условий функционирования городской среды.

Для оценки напряженно-деформированного состояния рассматриваемой геомеханической системы используются программы, реализующие метод конечных элементов, либо применяются методы, основанные на подходах сопротивления материалов и строительной механики, сводящиеся к использованию результатов расчета балки на упругом основании.

Строгого аналитического метода расчета обделок, сооруженных вблизи земной поверхности закрытым способом, учитывающего наличие защитного экрана из труб, до настоящего времени не имелось.

При разработке математической модели формирования напряженно-деформированного состояния системы «массив грунта - обделка тоннеля – трубы защитного экрана» использованы современные представления геомеханики и механики подземных сооружений [2] о взаимодействии подземных конструкций и окружающего массива грунта как элементов единой деформируемой системы. Такой подход делает возможным с использованием положений механики сплошных сред учесть влияние на напряженно-деформированное состояние массива грунта и обделки тоннеля следующих основных факторов: наличие близко расположенной земной поверхности; глубина заложения тоннеля; деформационные характеристики массива грунта; поле начальных напряжений в массиве, обусловленных его собственным весом; размеры поперечного сечения обделки тоннеля; деформационные характеристики материала обделки; количество труб защитного экрана; взаимное расположение и размеры поперечного сечения труб экрана; деформационные характеристики материала заполнения труб экрана; последовательность сооружения защитного экрана и тоннеля; отставание возведения обделки от забоя тоннеля.

При моделировании ограничиваемся рассмотрением достаточно протяженного тоннеля, что позволяет использовать расчетную схему плоской задачи теории упругости, которая приведена на рис. 1.

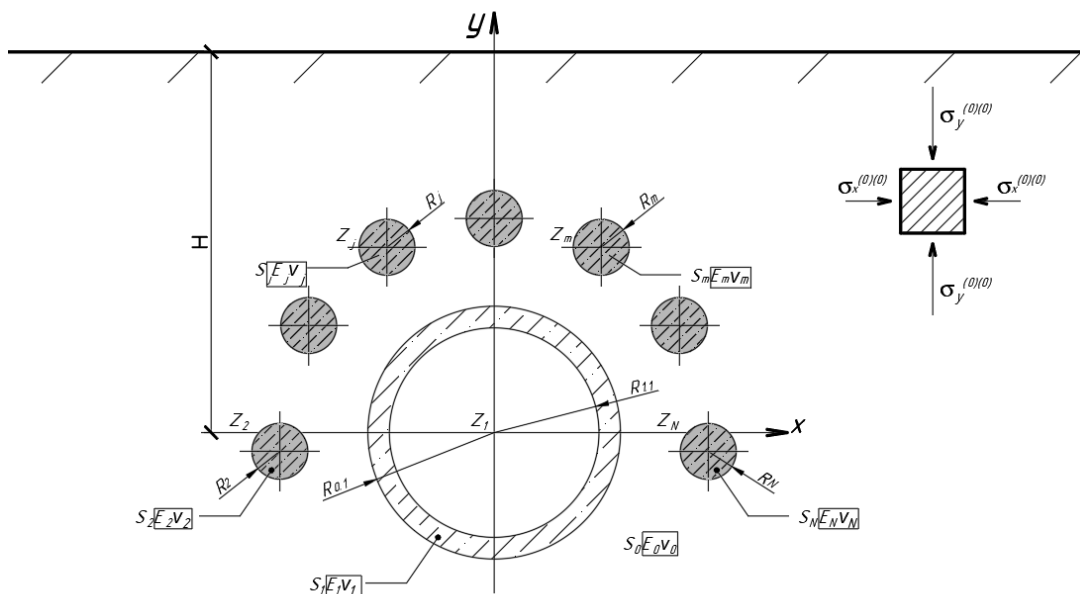


Рис. 1. Расчетная схема

В расчетной схеме рассматривается полубесконечная однородная весомая линейно-деформируемая среда S_0 , моделирующая массив грунта. Среда S_0 ограничена горизонтальной прямой L_0 , моделирующей земную поверхность, контуром L_1 отверстия радиусом R_1 , моделирующего поперечное сечение выработки тоннеля, и контурами L_j радиусами R_j ($j=2, \dots, N$), моделирующими трубы экрана с возможным бетонным или железобетонным заполнением.

Центры z_j ($j=1, \dots, N$) каждого из отверстий расположены в произвольных точках с координатами $(x_j; y_j)$ в прямоугольной системе координат xOy . Начало системы координат совпадает с центром поперечного сечения отверстия, моделирующего выработку тоннеля, расположенного на расстоянии H от линии L_0 , т.е. $x_1 = 0$, $y_1 = 0$.

Поскольку решение плоской задачи будет получено методами теории функций комплексного переменного, под координатами центров отверстий будем понимать комплексные числа $z_j = x_j + i y_j$ ($j=1, \dots, N$) комплексной плоскости.

Материал среды S_0 обладает объемным весом γ_0 , коэффициентом бокового давления λ , модулем деформации E_0 и коэффициентом Пуассона ν_0 .

Первое отверстие подкреплено кольцом S_1 , моделирующим обделку тоннеля с внутренним контуром $L_{1,1}$ радиусом $R_{1,1}$. Материал кольца S_1 имеет удельный вес γ_1 и деформационные характеристики E_1 , ν_1 - модуль деформации и коэффициент Пуассона соответственно. Круговые области S_j , начиная со второго, имеют радиусы R_j ($j=2, \dots, N$) и моделируют трубы защитного экрана. Области S_j имеют приведенные деформационные характеристики E_j , ν_j ($j=2, \dots, N$).

Гравитационные силы в ненарушенном массиве грунта естественного залегания моделируются наличием в весомой среде S_0 поля начальных напряжений. Его компоненты учитывают изменение напряжений по высоте выработки тоннеля мелкого заложения (глубина заложения выработки соизмерима с ее диаметром). В системе координат xOy компоненты определяются следующими известными соотношениями [3]:

$$\sigma_y^{(0)(0)} = -\gamma(H - y); \sigma_x^{(0)(0)} = \lambda \sigma_y^{(0)(0)} = -\lambda \gamma(H - y); \tau_{xy}^{(0)(0)} = 0. \quad (1)$$

Полные напряжения $\sigma_x^{(0)*}$, $\sigma_y^{(0)*}$, $\tau_{xy}^{(0)*}$ в области S_0 представляются в виде:

$$\sigma_x^{(0)*} = \sigma_x^{(0)(0)} + \sigma_x^{(0)}; \sigma_y^{(0)*} = \sigma_y^{(0)(0)} + \sigma_y^{(0)}; \tau_{xy}^{(0)*} = \tau_{xy}^{(0)(0)} + \tau_{xy}^{(0)}, \quad (2)$$

где $\sigma_x^{(0)}$, $\sigma_y^{(0)}$, $\tau_{xy}^{(0)}$ - дополнительные напряжения, обусловленные наличием в среде S_0 областей S_j ($j=1, \dots, N$), определяемые из решения соответствующей задачи теории упругости.

Начальные напряжения в областях S_j ($j=1, 2, \dots, N$) отсутствуют, поэтому с учетом принятой терминологии, найденные дополнительные напряжения являются полными. Смещения во всех областях S_j ($j=0, 1, \dots, N$), моделирующих массив грунта, обделку тоннеля и трубы защитного экрана, рассматриваются только дополнительные.

Граница L_0 среды S_0 свободна от действия внешних сил, следовательно

$$\sigma_y^* \Big|_{y=H} = 0, \tau_{xy}^* \Big|_{y=H} = 0. \quad (3)$$

Предлагаемая модель взаимодействия предусматривает совместное деформирование среды S_0 и областей S_j ($j=1, \dots, N$), т.е. на контурах L_j ($j=1, 2, \dots, N$) выполняются условия непрерывности векторов полных напряжений и дополнительных смещений,

возникающих в точках границ областей с различными деформационными характеристиками.

Тогда граничные условия на соответствующих контурах принимают вид

$$\begin{cases} \sigma_r^{(j)*} = \sigma_r^{(0)*}, \tau_{r\theta}^{(j)*} = \tau_{r\theta}^{(0)*}; \\ u^{(j)} = u^{(0)}, v^{(j)} = v^{(0)}. \end{cases} \quad (4)$$

Внутренний контур $L_{1,1}$ кольца S_1 свободен от действия внешних сил:

$$\sigma_r^{(1)*} = 0, \tau_{r\theta}^{(1)*} = 0. \quad (5)$$

В условии (2.3) напряжения σ_y^*, τ_{xy}^* - полные вертикальные и касательные в декартовой системе координат; в соотношениях (4), (5) напряжения $\sigma_r^{(p)*}, \tau_{r\theta}^{(p)*}$ - полные радиальные и касательные, $u^{(p)}, v^{(p)}$ - радиальные и окружные смещения в точках границ соответствующих областей S_p ($p=0,1,\dots,N$) в полярной системе координат.

Решение поставленной плоской задачи теории упругости будет получено с применением математического аппарата теории аналитических функций комплексного переменного (ТФКП), использующего комплексные потенциалы Колосова-Мухелишвили, которые связаны с напряжениями и смещениями в точках рассматриваемых в расчетной схеме областей известными формулами [4].

В рассмотрении, следуя работе [3], вводятся соответствующие пары комплексных потенциалов: $\tilde{\varphi}_0(z), \tilde{\psi}_0(z)$, характеризующие напряженно-деформированное состояние полубесконечной среды S_0 , моделирующей массив грунта; $\tilde{\varphi}_1(z), \tilde{\psi}_1(z)$, характеризующие напряженно-деформированное состояние кольца S_1 , моделирующего обделку тоннеля; $\varphi_j(z), \psi_j(z)$, характеризующие напряженно-деформированное состояние областей S_j ($j=2,\dots,N$), моделирующих трубы защитного экрана.

Указанные функции связаны с напряжениями и смещениями в точках областей S_p ($p=0,1,2,\dots,N$) известными формулами Колосова - Мухелишвили [4]:

- в прямоугольной системе координат

$$\begin{cases} \sigma_x^{(p)} + \sigma_y^{(p)} = 4\operatorname{Re}\varphi_p'(z); \\ \sigma_y^{(p)} - \sigma_x^{(p)} + 2i\tau_{xy}^{(p)} = 2[\bar{z}\varphi_p''(z) + \psi_p'(z)]; \\ 2\mu_p[u_x^{(p)} + iv_y^{(p)}] = \alpha_p\varphi_p(z) - \overline{z\varphi_p'(z)} - \overline{\psi_p'(z)} \end{cases} \quad (6)$$

- в полярной системе координат

$$\begin{cases} \sigma_r^{(p)} + \sigma_\theta^{(p)} = 4\operatorname{Re}\tilde{\varphi}_p'(z); \\ \sigma_\theta^{(p)} - \sigma_r^{(p)} + 2i\tau_{r\theta}^{(p)} = 2[\bar{z}\tilde{\varphi}_p''(z) + \tilde{\psi}_p'(z)]e^{2i\theta}; \\ 2\mu_p[u^{(p)} + iv^{(p)}] = [\alpha_p\tilde{\varphi}_p(z) - \overline{z\tilde{\varphi}_p'(z)} - \overline{\tilde{\psi}_p'(z)}]e^{-i\theta}. \end{cases} \quad (7)$$

Граничные условия краевой задачи ТФКП имеют вид:

- на прямолинейной границе L_0'

$$\tilde{\varphi}_0(t_0) + t_0 \overline{\tilde{\varphi}'_0(t_0)} + \overline{\tilde{\psi}_0(t_0)} = 0; \quad (8)$$

- на контуре L_1 (наружный контур поперечного сечения обделки)

$$\begin{cases} \tilde{\varphi}_1(t_1) + t_1 \overline{\tilde{\varphi}'_1(t_1)} + \overline{\tilde{\psi}_1(t_1)} = \tilde{\varphi}_0(t_1) + t_1 \overline{\tilde{\varphi}'_0(t_1)} + \overline{\tilde{\psi}_0(t_1)} + f_1(t_1), \\ \mathfrak{a}_1 \tilde{\varphi}_1(t_1) - t_1 \overline{\tilde{\varphi}'_1(t_1)} - \overline{\tilde{\psi}_1(t_1)} = \frac{\mu_1}{\mu_0} \left[\mathfrak{a}_0 \tilde{\varphi}_0(t_1) - t_1 \overline{\tilde{\varphi}'_0(t_1)} - \overline{\tilde{\psi}_0(t_1)} \right]; \end{cases} \quad (9)$$

- на контуре $L_{1,1}$ (внутренний контур поперечного сечения обделки)

$$\tilde{\varphi}_1(t_{1,1}) + t_{1,1} \overline{\tilde{\varphi}'_1(t_{1,1})} + \overline{\tilde{\psi}_1(t_{1,1})} = 0; \quad (10)$$

- на контурах L_m ($m = 2, \dots, N$) сечения шайб, моделирующих трубы экрана

$$\begin{cases} \varphi_m(t_m) + t_m \overline{\varphi'_m(t_m)} + \overline{\psi_m(t_m)} = \tilde{\varphi}_0(t_m) + t_m \overline{\tilde{\varphi}'_0(t_m)} + \overline{\tilde{\psi}_0(t_m)} + f_m(t_m), \\ \mathfrak{a}_m \varphi_m(t_m) - t_m \overline{\varphi'_m(t_m)} - \overline{\psi_m(t_m)} = \frac{\mu_m}{\mu_0} \left[\mathfrak{a}_0 \tilde{\varphi}_0(t_m) - t_m \overline{\tilde{\varphi}'_0(t_m)} - \overline{\tilde{\psi}_0(t_m)} \right]. \end{cases} \quad (11)$$

В выражениях (8) – (11) введены следующие обозначения $t_0 = x + iH$; $\sigma = e^{i\theta}$ - аффикс точки единичной окружности; $t_m = z_m + R_m e^{i\theta} = R_m \sigma$ ($m = 1, 2, \dots, N$); $t_{1,1} = R_{1,1} e^{i\theta} = R_{1,1} \sigma$;

$$\mathfrak{a}_l = 3 - 4\nu_l; \quad \mu_l = \frac{E_l}{2(1 + \nu_l)} \quad (l = 0, 1, \dots, N). \quad (12)$$

Граничное условие (8) отражает отсутствие внешних нагрузок на линии L_0 . Первое уравнение из условий (9) определяет непрерывность векторов полных напряжений, второе - дополнительных смещений на контуре L_1 .

Первое уравнение из условий (11) определяет непрерывность векторов полных напряжений, второе - дополнительных смещений на контурах L_m ($m = 2, \dots, N$).

Функции $f_m(t_m)$ в граничных условиях (9), (11) обусловлены наличием в среде S_0 поля начальных напряжений и, соответственно, главных векторов усилий $X_n^{(0,m)(0)}$, $Y_n^{(0,m)(0)}$, действующих на контурах L_m ($m = 1, 2, \dots, N$), и определяются по формулам

$$f_m(t_m) = -\frac{\gamma R_m^2}{2} \left\{ -i \frac{1 - \lambda}{4} \cdot \sigma^{-2} + \frac{H_m}{R_m} (1 - \lambda) \cdot \sigma^{-1} + (1 + \lambda) \frac{H_m}{R_m} \sigma + i \frac{1 + \lambda}{4} \sigma^2 - i \ln \sigma \right\}. \quad (13)$$

Решение краевой задачи теории аналитических функций комплексного переменного получено с использованием математического аппарата, включающего метод Арамановича И.Г. [5], модифицированного в работах [6, 7].

Как указано в [3], особенностью модифицированного метода является сведение решения поставленной задачи теории упругости об определении напряженного состояния полубесконечной среды, ослабленной круговым отверстием, подкрепленным концентрическим кольцом, при наличии в среде конечного числа произвольно расположенных круговых шайб, выполненных из материалов с различающимися деформационными характеристиками, моделирующими обделку тоннеля, сооруженного закрытым способом вблизи поверхности под защитой экрана из труб, к итерационному процессу решения задачи о напряженном состоянии кольца или сплошной шайбы, подкрепляющих круговое отверстие в полной плоскости при соответствующих граничных условиях. Граничные условия этой задачи будут содержать дополнительные члены в виде рядов Лорана с неизвестными коэффициентами, отвечающими за взаимное влияние соседних подкрепленных отверстий и границы полуплоскости.

Полученное решение поставленной задачи теории упругости будет положено в основу аналитического расчета обделок тоннелей, сооружаемых закрытым способом в непосредственной близости от земной поверхности с использованием защитного экрана из труб, который позволит определять напряженно-деформированное состояние обделок тоннелей и окружающего массива грунта, необходимое для обоснования принимаемых технологических решений.

Метод расчета будет реализован в виде компьютерной программы, позволяющей производить многовариантные расчеты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Маковский Л.В. Современные технологии проходки в сложных инженерно-геологических условиях. – М.: Метро и тоннеля, 2002. №5-с.21-23.
2. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений: учебник для вузов. - М.: Недра, 1994. - 382 с.
3. Анциферов С.В. Метод расчета многослойных обделок параллельных тоннелей кругового поперечного сечения мелкого заложения: монография. – Тула: ТулГУ, 2014. – 298 с.
4. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М.: Наука, 1966. – 707 с.
5. Араманович И.Г. О распределении напряжений в упругой полуплоскости, ослабленной подкрепленным круговым отверстием// Докл. АН СССР. - М., 1955. - Т. 104. - №3. - С. 372–375.
6. Фотиева Н.Н. Аналитические методы расчета обделок тоннелей мелкого заложения// Подземное строительство России на рубеже XXI века. Труды Юбилейной научно-практической конференции, Москва, 15 – 16 марта 2000 г. – М. – 2000. – С. 123–132.
7. Фотиева Н.Н., Саммаль А.С., Анциферов С.В. Оценка прочности обделки тоннеля мелкого заложения при возведении вблизи него сооружения на поверхности// Горный информационно-аналитический бюллетень. – М.: МГТУ, 2001. – №11. - С. 136–138.

УДК 624.19

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ОБЛАСТИ УКРЕПЛЕННЫХ ПОРОД ВОКРУГ ГОРНОЙ ВЫРАБОТКИ

АНЦИФЕРОВ С. В.¹, БУРЗЯЕВ В. С.¹, ТОРМЫШЕВА О. А.¹

¹Тульский государственный университет, г. Тула

Аннотация. В работе приведены результаты компьютерного моделирования напряженного состояния зоны укрепленных пород вокруг неподкрепленной выработки, произвольно

расположенной внутри этой зоны. Исследование выполнено с использованием компьютерной программы, реализующей разработанный аналитический метод расчета, в основу которого положено полученное строгое решение соответствующей задачи теории упругости.

Ключевые слова: массив пород, укрепительная цементация, обделка, тоннель, плоская задача, теория упругости, расчет, напряжения.

INVESTIGATION THE STRESS STATE OF STRENGTHENED ROCK ZONE AROUND THE UNSUPPORTED MINING OPENING

ANTSIFEROV SERGEJ VLADIMIROVICH¹, BURZYAEV VLADIMIR SERGEEVICH¹,
TORMYSHEVA OL'GA ALEKSANDROVNA¹

¹Tula State University

Abstract. The results of computer modeling of the stress state of a strengthened rock zone around an unsupported mining opening, arbitrarily located within this zone, are presented. The study was performed using a computer program implementing the developed analytical design method based on the obtained solution of the corresponding problem of the theory of elasticity.

Key words: rock mass, grouting, lining, tunnel, plain problem, theory of elasticity, design, stresses.

В Тульском государственном университете в течение последних десятилетий на единой научно-методической основе разработан целый ряд аналитических методов расчета конструкций подземных сооружений, возводимых с использованием предварительного инъекционного укрепления грунта (пород). В основу методов положены современные представления геомеханики и механики подземных сооружений [1], согласно которым рассматриваемые исходный массив грунта (пород), зона грунта, подверженного упрочнению, и конструкции подземных сооружений (обделка, крепь) являются единой деформируемой геомеханической системой. Это позволяет при расчете обделок (крепи) подземных сооружений в более полной мере использовать несущую способность окружающего массива грунта как в естественном, так и в укрепленном состояниях.

Результатом первых работ, посвященных этой проблематике, являлся метод расчета крепи стволов, сооружаемых с применением тампонажа горных пород [1, 2], позволяющий исследовать напряженное состояние крепи ствола с учетом несущей способности массива и затампонируемой зоны пород, имеющей эллиптическую форму поперечного сечения. Эллиптическая форма сечения зоны укрепленных пород принята в предположении неравномерного проникновения тампонажного раствора вследствие возможной направленной трещиноватости пород. Расчетная схема, использованная при разработке метода, предусматривает совпадение центров кругового отверстия, моделирующего сечение ствола, и эллипса, моделирующего зону затампонируемых пород. Указанный метод расчета базируется на решении плоской задачи теории упругости о равновесии кусочно-однородной среды, составленной тремя областями из материалов с различными деформационными характеристиками - круговым кольцом, моделирующим крепь ствола; область, ограниченная круговым и эллиптическим контурами, моделирующими зону пород, подверженных тампонируванию; бесконечной плоскостью с эллиптическим отверстием, моделирующей массив пород в естественном состоянии, при наличии равнокомпонентного поля начальных напряжений, обусловленных собственным весом пород и давлением подземных вод.

В работах [3 - 6] предложен метод расчета обделок параллельных тоннелей, сооружаемых в общей зоне укрепленного грунта, базирующийся на математической модели, в основу которой положено строгое решение плоской задачи теории упругости для бесконечной весомой линейно-деформируемой области, ослабленной двумя произвольно

расположенными подкрепленными отверстиями, вокруг которых имеется общая круговая зона из материала с отличающимися деформационными характеристиками. Разработанный метод позволил уточнить известные и установить новые закономерности формирования напряженного состояния обделок тоннелей, сооружаемых в общей зоне укрепленного грунта, способствующих принятию научно обоснованных проектных решений.

В предлагаемой работе описан метод определения напряженного состояния элементов геомеханической системы «массив пород – зона укрепленных пород – горная выработка» при наличии в среде неравнокомпонентного поля начальных напряжений, моделирующих действие гравитационных сил в массиве и произвольном расположении выработки относительно центра поперечного сечения круговой зоны укрепленных пород.

В основу метода положено решение плоской задачи теории упругости, расчетная схема которой представлена на рис 1.

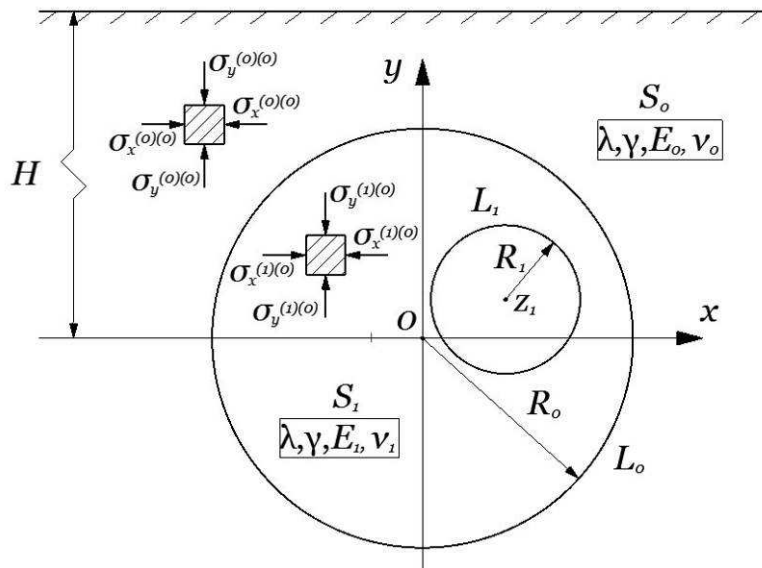


Рис. 1. Расчетная схема

На схеме бесконечная весомая однородная изотропная линейно-деформируемая среда S_0 , характеризуемая удельным весом γ_0 , модулем деформации E_0 , коэффициентом Пуассона ν_0 и коэффициентом бокового давления λ_0 , моделирует массив пород в естественном состоянии, т.е. не подверженный укреплению.

Круговая область S_1 , ограниченная наружным контуром L_0 радиуса R_0 с центром в точке O (начало прямоугольной системы координат xOy) и контуром L_1 кругового отверстия радиусом R_1 с центром в произвольной точке $z_1 = (x_1; y_1)$, моделирует зону предварительно укрепленных пород и пройденную в ней на глубине H выработку кругового поперечного сечения. Принято, что глубина заложения выработки превышает ее собственный диаметр не менее чем в 3 раза, что позволяет не учитывать влияние земной поверхности.

Укрепленный массив пород имеет соответствующие характеристики $\gamma_1, E_1, \nu_1, \lambda_1$. В математической модели принято, что массив пород в естественном и укрепленном состояниях обладают одинаковым удельным весом - $\gamma_1 = \gamma_0 = \gamma$, а также коэффициентом бокового давления - $\lambda_1 = \lambda_0 = \lambda$. Деформационные характеристики E_1, ν_1 упрочненной

области в общем случае существенно отличаются от соответствующих величин E_0 и ν_0 для пород в естественном состоянии.

Действие гравитационных сил в массиве пород моделируется наличием в областях S_0 и S_1 полей начальных напряжений с компонентами

$$\sigma_x^{(0)(0)} = \sigma_x^{(1)(0)} = -\lambda \mathcal{H}, \sigma_y^{(0)(0)} = \sigma_y^{(1)(0)} = -\mathcal{H}, \tau_{xy}^{(0)(0)} = \tau_{xy}^{(1)(0)} = 0. \quad (1)$$

Полные напряжения в областях S_0 и S_1 представляются в виде сумм ($m = 0, 1$)

$$\sigma_x^{(m)*} = \sigma_x^{(m)} + \sigma_x^{(m)(0)}, \sigma_y^{(m)*} = \sigma_y^{(m)} + \sigma_y^{(m)(0)}, \tau_{xy}^{(m)*} = \tau_{xy}^{(m)} + \tau_{xy}^{(m)(0)}, \quad (2)$$

где $\sigma_x^{(m)}$, $\sigma_y^{(m)}$, $\tau_{xy}^{(m)}$ ($m = 0, 1$) – дополнительные напряжения в областях S_m ($m = 0, 1$).

Для точек контура L_0 выполняются условия непрерывности векторов полных напряжений и смещений

$$\sigma_r^{(1)*} = \sigma_r^{(0)*}, \tau_{r\theta}^{(1)*} = \tau_{r\theta}^{(0)*}, \quad (3)$$

$$u^{(1)} = u^{(0)}, v^{(1)} = v^{(0)}; \quad (4)$$

на внутреннем контуре L_1 внешние нагрузки отсутствуют:

$$\sigma_r^{(1)*} = 0, \tau_{r\theta}^{(1)*} = 0. \quad (5)$$

В условиях (3) - (5) $\sigma_r^{(m)*}$, $\tau_{r\theta}^{(m)*}$ ($m = 0, 1$) – соответственно полные радиальные и касательные напряжения в точках контура L_0 в области S_0 ($m = 0$) и в области S_1 ($m = 1$) в полярной системе координат $rO\theta$; $u^{(m)}$, $v^{(m)}$ ($m = 0, 1$) – радиальные и окружные составляющие векторов дополнительных перемещений точек контура L_0 в области S_0 и в области S_1 .

Вводя в рассмотрение комплексные потенциалы $\varphi_0(z)$, $\psi_0(z)$, $\tilde{\varphi}_1(z)$, $\tilde{\psi}_1(z)$, связанные с компонентами дополнительных напряжений и смещений в соответствующих областях S_m ($m = 0, 1$) формулами Колосова-Мусхелишвили [7], поставленная плоская задача теории упругости сводится к краевой задаче теории аналитических функций комплексного переменного по отысканию комплексных потенциалов $\varphi_0(z)$, $\psi_0(z)$, $\tilde{\varphi}_1(z)$, $\tilde{\psi}_1(z)$, регулярных в соответствующих областях S_0 , S_1 , из следующих граничных условий:

- на контуре L_0

$$\begin{cases} \tilde{\varphi}_1(t_0) + t_0 \overline{\tilde{\varphi}_1'(t_0)} + \overline{\tilde{\psi}_1(t_0)} = \varphi_0(t_0) + t_0 \overline{\varphi_0'(t_0)} + \overline{\psi_0(t_0)}, \\ \alpha_1 \tilde{\varphi}_1(t_0) - t_0 \overline{\tilde{\varphi}_1'(t_0)} - \overline{\tilde{\psi}_1(t_0)} = \frac{\mu_1}{\mu_0} [\alpha_0 \varphi_0(t_0) - t_0 \overline{\varphi_0'(t_0)} - \overline{\psi_0(t_0)}]; \end{cases} \quad (6)$$

- на контуре L_1

$$\tilde{\varphi}_1(t_1) + t_1 \overline{\tilde{\varphi}_1'(t_1)} + \overline{\tilde{\psi}_1(t_1)} + f(t_1) = 0, \quad (7)$$

где

$$\mathfrak{a}_m = 3 - 4\nu_m; \quad \mu_m = \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} \quad (m = 0, 1). \quad (8)$$

Аффиксы точек соответствующих контуров L_0 и L_1 задаются следующими соотношениями $t_0 = R_0 e^{i\theta} = R_0 \sigma$ для L_0 , $t_1 = z_1 + R_1 e^{i\theta} = z_1 + R_1 \sigma$ для L_1 , $\sigma = e^{i\theta}$. Угол θ отсчитывается от положительного направления оси Ox против хода часовой стрелки.

Условия (6) с учетом соотношений (1) отражают непрерывность полных напряжений и смещений на контуре L_0 ; условие (7) – наличие на контуре L_1 отверстия скачка напряжений, обусловленного полем начальных напряжений, действующих в области S_1 .

Функция $f(t_1)$ на контуре L_1 , определяемая через компоненты главного вектора усилий $X_n^{(1)(0)}$, $Y_n^{(1)(0)}$, в конечном итоге принимает вид

$$f_1(t_1) = i \int_0^{t_1} (X_n^{(1)(0)} + i Y_n^{(1)(0)}) ds = -\mathcal{H} R_1 \left(\frac{1+\lambda}{2} \sigma + \frac{1-\lambda}{2} \sigma^{-1} \right). \quad (9)$$

Комплексные потенциалы $\varphi_0(z)$, $\psi_0(z)$, регулярные в области S_0 вне кругового контура L_0 , включая бесконечно удаленную точку, представляются в виде степенных рядов

$$\varphi_0(z) = \sum_{k=1}^{\infty} c_k^{(1)(0)} \left(\frac{z}{R_0} \right)^{-k}; \quad \psi_0(z) = \sum_{k=0}^{\infty} c_k^{(2)(0)} \left(\frac{z}{R_0} \right)^{-k}. \quad (10)$$

Для потенциалов $\tilde{\varphi}_1(z)$, $\tilde{\psi}_1(z)$, характеризующих напряженно-деформированное состояние области S_1 , с учетом того, что функция $\tilde{\psi}_1(z)$ инвариантна при переносе начала координат, справедливы представления [4]

$$\tilde{\varphi}_1(z) = \varphi_1^*(z) + \varphi_1(z); \quad \tilde{\psi}_1(z) = \psi_1^*(z) + \psi_1(z) - \overline{z_1 \varphi_1'(z)}, \quad (11)$$

в которых функции $\varphi_1^*(z)$, $\psi_1^*(z)$, регулярные внутри контура L_0 , раскладываются по положительным степеням переменной z с неизвестными коэффициентами $b_k^{(3)}$, $b_k^{(4)}$

$$\varphi_1^*(z) = \sum_{k=0}^{\infty} b_k^{(3)} \left(\frac{z}{R_0} \right)^k; \quad \psi_1^*(z) = \sum_{k=0}^{\infty} b_k^{(4)} \left(\frac{z}{R_0} \right)^k, \quad (12)$$

функции $\varphi_1(z)$, $\psi_1(z)$, регулярные вне контура L_1 в области S_1 , представляются в виде

$$\varphi_1(z) = \sum_{k=1}^{\infty} c_k^{(1)(1)} \left(\frac{z-z_1}{R_1} \right)^{-k}; \quad \psi_1(z) = \sum_{k=1}^{\infty} c_k^{(2)(1)} \left(\frac{z-z_1}{R_1} \right)^{-k} \quad (13)$$

также с неизвестными коэффициентами $c_k^{(1)(1)}$, $c_k^{(2)(1)}$.

Для определения неизвестных коэффициентов соответствующих комплексных потенциалов построен эффективный сходящийся итерационный процесс, обеспечивающий сколь угодно высокую точность удовлетворения поставленных граничных условий.

Ниже на рис. 2 – 4 приведены результаты определения относительных нормальных тангенциальных напряжений $\sigma_\theta / \gamma H$, возникающих на внешней границе зоны укрепленных пород и контуре сечения выработки. Исходные данные, принятые при расчетах: отношение радиусов сечения укрепленной зоны и выработки $R_0 / R_1 = 5$; отношение модулей деформации укрепленных пород и пород в естественном состоянии $E_0 / E_1 = 0,2$, $\nu_0 = \nu_1 = 0,35$ при значениях коэффициента бокового давления $\lambda = 0,25$ (рис. 2); $\lambda = 0,5$ (рис. 3), $\lambda = 0,75$ (рис. 4) и различном расположении выработки внутри зоны укрепленных пород.

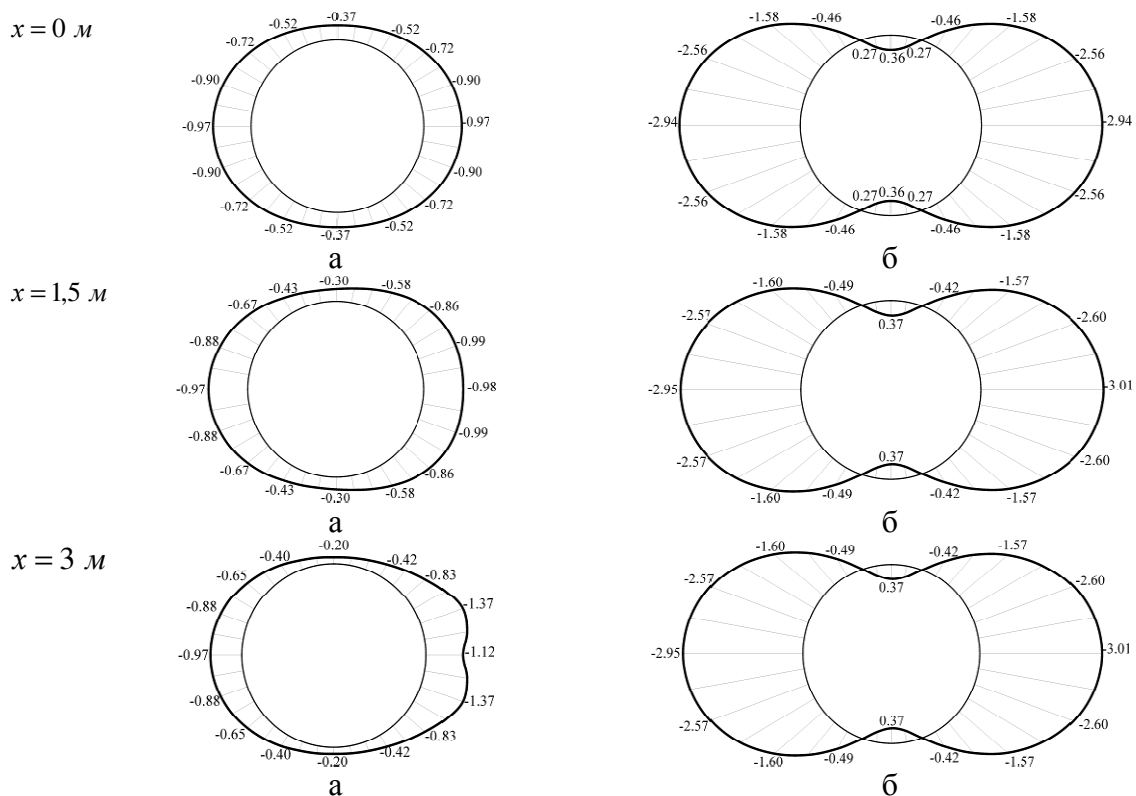
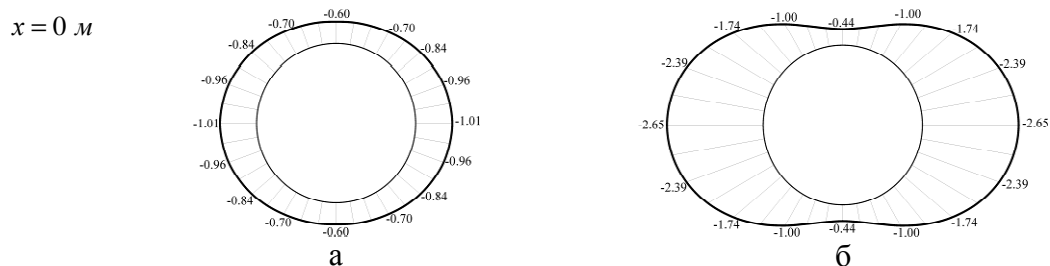
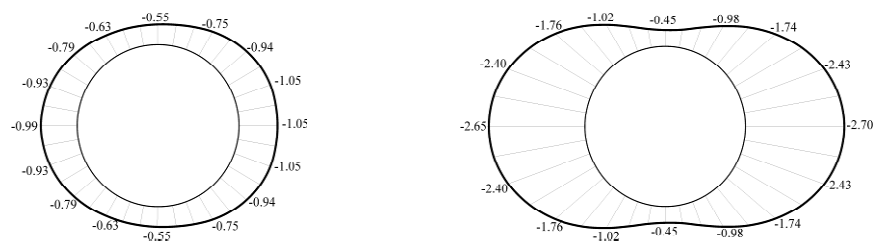


Рис. 2. Эпюры напряжений $\sigma_\theta / \gamma H$ при $\lambda = 0,25$:

а – на внешней границе зоны укрепленных пород; б – на контуре сечения выработки



$x = 1,5 \text{ м}$



$x = 3 \text{ м}$

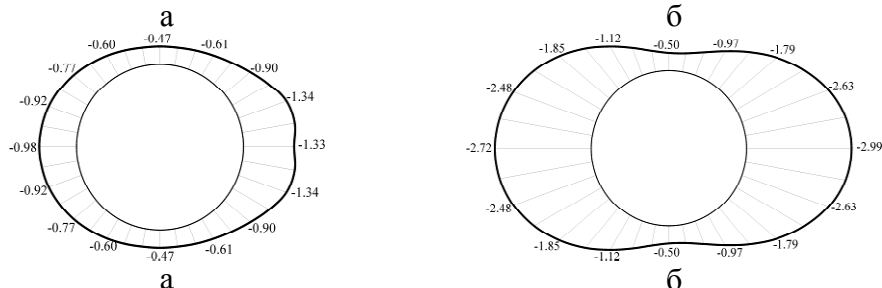
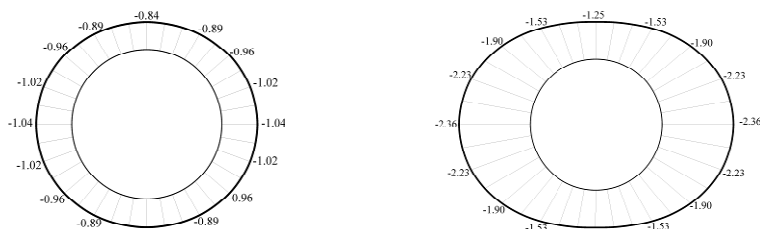


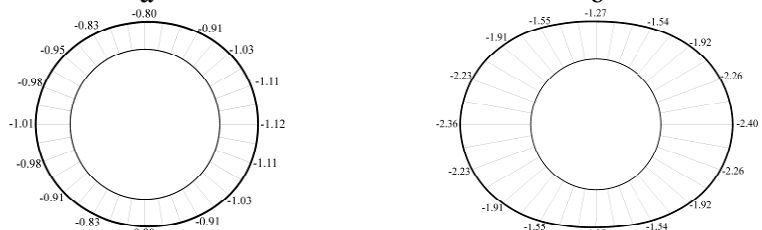
Рис. 3. Эпюры напряжений $\sigma_\theta / \gamma H$ при $\lambda = 0,5$:

а – на внешней границе зоны укрепленных пород; б – на контуре сечения выработки

$x = 0 \text{ м}$



$x = 1,5 \text{ м}$



$x = 3 \text{ м}$

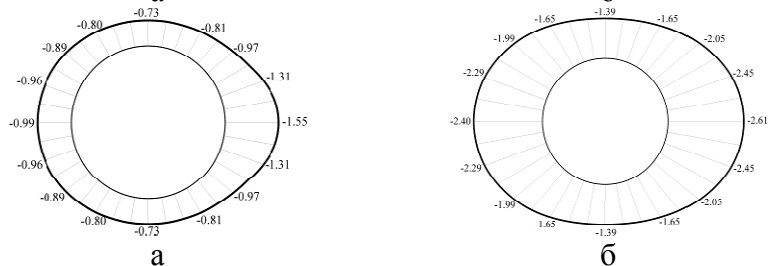


Рис. 4. Эпюры напряжений $\sigma_\theta / \gamma H$ при $\lambda = 0,75$:

а – на внешней границе зоны укрепленных пород; б – на контуре сечения выработки

Полученное решение будет положено в основу метода определения напряженного состояния массива пород в естественном состоянии, упрочненного массива пород и обделки тоннеля, произвольно расположенного внутри зоны укрепленных пород эллиптической формы поперечного сечения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений: учебник для вузов. - М.: Недра, 1994. - 382 с.
2. Фотиева Н.Н., Савин Н.И. Плоская деформация упругого эллиптического цилиндра с центральной круговой полостью при произвольной осесимметричной нагрузке// Механика деформируемого твердого тела. – Тула: ТулПИ. - 1985. – С. 147 – 149.
3. Фотиева Н.Н., Савин Н.И. Расчет крепи стволов, сооруженных с применением комплексного метода тампонажа трещиноватых горных пород// Механика подземных сооружений. – Тула: ТулПИ. - 1985. – С. 6 – 16.
4. Анциферов С.В., Саммаль А.С., Грибанов В.Б. Математическое моделирование взаимодействия обделок коллекторных тоннелей и массива грунта, подверженного предварительному укреплению// ГИАБ. № 7. 2015. С. 232 - 240.
5. Анциферов С.В., Булычев Н.С., Фотиева Н.Н., Грибанов В.Б. О расчете обделок тоннелей, сооружаемых в массиве грунта, подверженного предварительному укреплению// Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. Вып. 3. 2015. С. 98 - 107.
6. Грибанов В.Б., Анциферов С.В., Саммаль А.С., Фотиева Н.Н. Расчет обделок параллельных тоннелей, сооруженных в грунте, подверженном укрепителю цементации// Proceedings of the VII international geomechanics conference 27 June - 01 July 2016, Varna, Bulgaria. 2016. С. 167 - 174.
7. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М.: Наука, 1966. – 707 с.

УДК 624.042.7

ПОСТРОЕНИЕ ОГИБАЮЩИХ ЭПЮР НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ ТОННЕЛЕЙ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

ДЕЕВ П. В.¹, ПЕТРУХИН М. А.¹

¹ Тульский государственный университет

Аннотация. Рассматривается вопрос построения огибающей эпюр по максимальным значениям сжимающих и растягивающих напряжений при расчете обделки тоннеля мелкого заложения на сейсмические воздействия землетрясений. Определено минимальное число рассматриваемых направлений распространения волн и моментов времени, позволяющее выполнить расчет обделки на сейсмические воздействия с достаточной точностью. Приводится пример расчета.

Ключевые слова: сейсмические воздействия, тоннель, мелкое заложение, обделка, расчет, напряженное состояние.

DRAWING ENVELOPES OF STRESS DIAGRAMS FOR SEISMIC ANALYSIS OF SHALLOW TUNNELS

DEEV PETR VYACHESLAVOVICH¹, PETRUHIN MAKSIM ANDREEVICH¹

¹ Tula State University

Abstract. The problem of envelope drawing for seismic analysis of a shallow tunnel lining is considered. The envelopes allow estimating the most dangerous stress state in every normal lining section by maximal values of compressive and tensile stresses, which may appear in the section during the earthquake. The minimal numbers of seismic wave directions and time moments considered in the calculation for obtaining necessary level of accuracy are determined. An example of the design is given.

Key words: seismic action, tunnel, shallow depth, lining, design, stress state.

При проектировании подземных сооружений, располагаемых в сейсмически активных районах, необходимо предусмотреть возможность воздействия землетрясений на подземные конструкции. В основе отечественного подхода к расчету подземных объектов на сейсмические воздействия землетрясений лежат следующие положения [1]:

1) для оценки напряженного состояния подземных конструкций при сейсмических воздействиях землетрясений используется квазистатическое решение плоской задачи теории упругости;

2) в результате расчета для каждого рассматриваемого нормального сечения конструкции определяется наиболее неблагоприятное напряженное состояние, которое может возникнуть при землетрясении заданной интенсивности.

Использование решений квазистатических задач для расчета подземных конструкций на сейсмические воздействия допустимо в том случае, если длины сейсмических волн значительно превышают поперечные размеры выработки. Считается, что решение квазистатических задач может использоваться для сейсмического расчета при выполнении требования [2]

$$D \leq T_0 \sqrt{\frac{E_0 g}{2\rho_0(1-\nu_0)}}, \quad (1)$$

где D – максимальный размер поперечного сечения выработки; T_0 – преобладающий период колебаний грунта; g – ускорение свободного падения; E_0 – модуль деформации грунта; ρ_0 – плотность грунта; ν_0 – коэффициент Пуассона грунта.

Условие (1) выполняется для большинства горно-геологических условий, что позволяет избежать значительных трудностей, связанных с рассмотрением динамических задач.

Второй принцип обусловлен тем фактом, что сеймонапряженное состояние подземной конструкции в значительной степени зависит от направления распространения сейсмических волн, которое не может быть известно заранее, до того, как землетрясение произошло. Оценка наиболее опасного напряженного состояния в каждом рассматриваемом сечении обделки или крепи горной выработки позволяет гарантированно учесть все возможные направления распространения сейсмических волн и сочетания их фаз.

Опасность напряженного состояния в конкретном нормальном (радиальном) сечении конструкции оценивается по величине максимальных сжимающих и растягивающих напряжений, которые могут возникнуть при различных сочетаниях фаз продольной и поперечной волн, распространяющихся от очага землетрясения. Поскольку экстремальные значения напряжений при расчетах на сейсмические воздействия фиксируются на внутреннем контуре поперечного сечения обделки тоннеля, результатом расчета является огибающая всех возможных эпюр, которые могут быть построены на указанном контуре при различных направлениях распространения волн. Напряжения на наружном контуре и усилия в нормальных сечениях конструкции определяются при том направлении и сочетании волн, при котором в соответствующей точке внутреннего контура было зафиксировано экстремальное значение напряжения.

При расчете подземных объектов, имеющих глубокое заложение, действие волн, отраженных от земной поверхности, обычно не учитывается [3], что позволяет для каждого рассматриваемого сечения конструкции получить выражение, характеризующее зависимость напряжений от направления распространения волн, и исследовать его на экстремум [1]. При сейсмическом расчете тоннелей мелкого заложения действие сейсмических волн, отраженных от земной поверхности, существенно влияет на

напряженное состояние обделки и должно учитываться при расчете [4]. Учет отраженных волн существенно усложняет задачу определения наиболее опасного напряженного состояния в расчетных сечениях подземной конструкции, поскольку зависимость величины максимальных напряжений от направления распространения волн невозможно записать в виде аналитического выражения. Кроме того, при действии отраженных волн направление главных сейсмических напряжений, возникающих в окрестности выработки, в течение периода колебаний может существенно меняться, что делает необходимым исследование зависимостей напряжений не только от направления распространения сейсмических волн, но и от времени.

Поскольку аналитическое определение наиболее опасного напряженного состояния в рассматриваемом сечении конструкции затруднительно, необходимо рассмотреть значительное число комбинаций направлений сейсмических волн и моментов времени, из которого следует выбрать сочетание, соответствующее наибольшим сжимающим или растягивающим напряжениям, возникающим в сечении. Поскольку расчет большого количества вариантов требует значительного времени, рассматривается задача определения минимального числа расчетов, необходимых для достижения достаточной точности вычислений.

В качестве примера подземной конструкции выбран тоннель метрополитена с обделкой, изготовленной из железобетонных блоков (рис. 1).

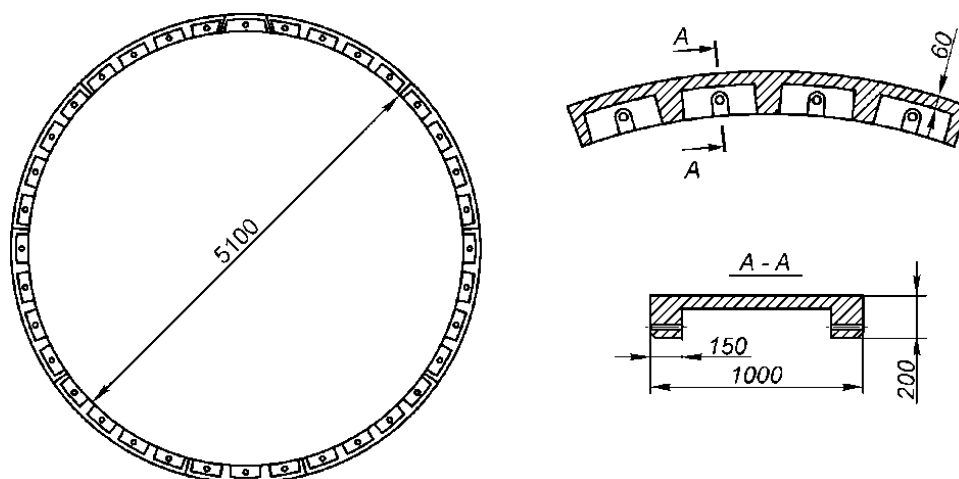


Рис. 1. Поперечное сечение обделки рассматриваемого тоннеля

Исходные данные для расчета принимаются следующими: глубина заложения тоннеля $H = 10$ м, объемный вес грунта $\gamma = 0,02$ МН/м³, деформационные характеристики грунта $E_0 = 300$ МПа, $\nu_0 = 0,35$, характеристики бетона $E_1 = 32500$ МПа, $\nu_1 = 0,2$. Ребра тубингов моделируются внутренним слоем с приведенным модулем деформации $E_2 = 9750$ МПа, $\nu_2 = 0,2$ (коэффициент армирования $\mu = 0,3$). При расчете предполагается, что обделка проектируется с допущением образования трещин, и, в соответствии с работой [1], рассматриваются только случаи, когда максимальные по модулю главные напряжения, возникающие в массиве при сейсмическом воздействии, являются сжимающими.

В качестве сейсмического воздействия рассматриваются продольные и поперечные сейсмические волны, распространяющиеся в плоскости поперечного сечения тоннеля. Напряжения в подземной конструкции определяются из решения плоской задачи теории упругости, расчетная схема которой представлена на рис. 2.

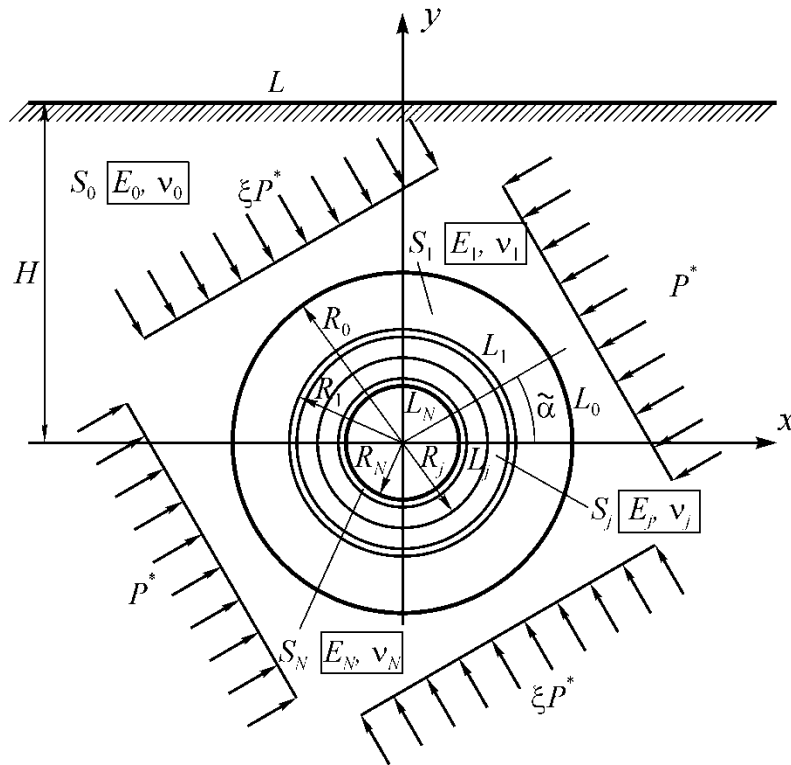


Рис. 2. Расчетная схема обделки тоннеля мелкого заложения

Обделка тоннеля моделируется многослойным кольцом, подкрепляющим отверстие в упругой полуплоскости. Слои кольца S_j ($j = 1, \dots, N$) могут моделировать слои обделки, ребра и спинки тубингов или область вокруг выработки, имеющую отличные от остального массива деформационные свойства (например, зону упрочненного грунта). Среда S_0 , моделирующая массив грунта, нагружена вдоль прямолинейной границы и на бесконечности напряжениями, получаемым из решения задачи о распространении продольных и поперечных волн в сплошной полуплоскости [5], и соответствующими напряженному состоянию в точке, отстоящей от границы на расстояние H . Слои кольца и среда деформируются совместно, внутренний контур кольца свободен от действия внешних сил.

Напряженно-деформированное состояние среды на значительном расстоянии от отверстия характеризуется главными напряжениями P^* , ξP^* и углом $\tilde{\alpha}$ между направлением напряжения P^* и горизонталью. Указанное состояние может быть представлено в виде линейной комбинации трех воздействий: всестороннего сжатия, сжатия с растяжением и чистого сдвига. Таким образом, напряженное состояние в любом радиальном сечении обделки можно определить, составив линейную комбинацию напряжений, найденных в рассматриваемом сечении при трех рассматриваемых воздействиях (рис. 3).

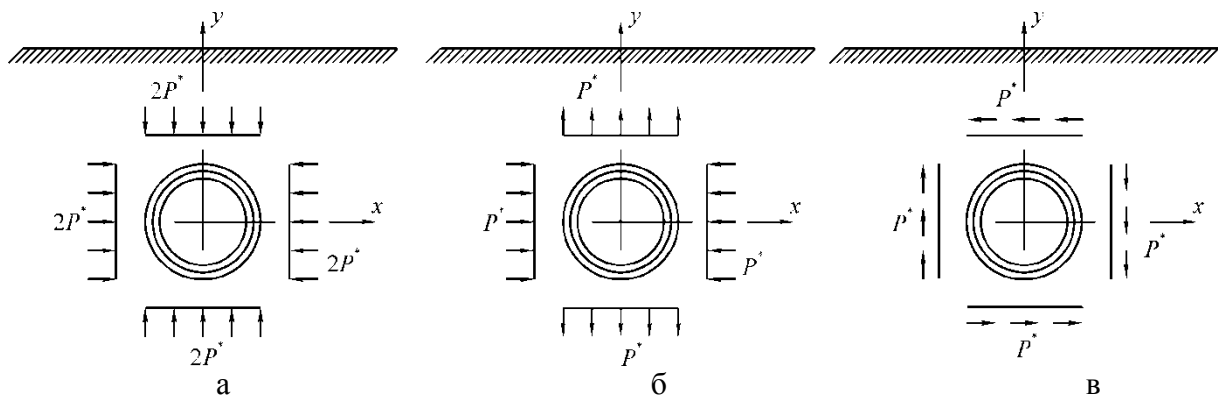


Рис. 3. Рассматриваемые варианты нагружения расчетной схемы:
а – всесторонне сжатие; б – сжатие с растяжением; в – чистый сдвиг

Обозначив напряжения, получаемые при $P^* = 1$ из решения задач, схемы которых представлены на рис. 3 а, б, в, соответственно $\sigma(1)$, $\sigma(2)$, $\sigma(3)$, напряжения, возникающие в обделке тоннеля при воздействии, характеризующемся параметрами P^* , ξ , $\tilde{\alpha}$, можно вычислить следующим образом:

$$\sigma = P^* \left\{ \frac{1+\xi}{4} \sigma(1) + \frac{1-\xi}{2} [\sigma(2) \cos 2\tilde{\alpha} + \sigma(3) \sin 2\tilde{\alpha}] \right\}. \quad (2)$$

Формула (2) позволяет избежать многократного решения задачи теории упругости (см. рис. 2), поскольку любая нагрузка, характеризуемая параметрами P^* , ξ , $\tilde{\alpha}$, может быть представлена в виде комбинации воздействий, показанных на рис. 3.

С целью определения рационального числа рассматриваемых вариантов углов падения волн n_α и моментов времени n_t были выполнены многовариантные расчеты, на основании которых построены зависимости максимальной погрешности получаемых результатов Δ от числа рассматриваемых вариантов. Напряжения, полученные при расчете с заданными параметрами n_α и n_t , сравнивались с контрольным примером, в котором принималось $n_\alpha = n_t = 5000$.

На рис. 4 представлены зависимости относительной погрешности результатов от числа рассматриваемых вариантов момента времени (рис. 4 а, $n_t = 5000$) и угла падения волны (рис. 4 б, $n_\alpha = 5000$). Цифрами обозначены зависимости, соответствующие следующим напряжениям: 1 – растягивающие при действии продольной волны; 2 – сжимающие при действии продольной волны; 3 – растягивающие при действии поперечной волны; 4 – сжимающие при действии поперечной волны.

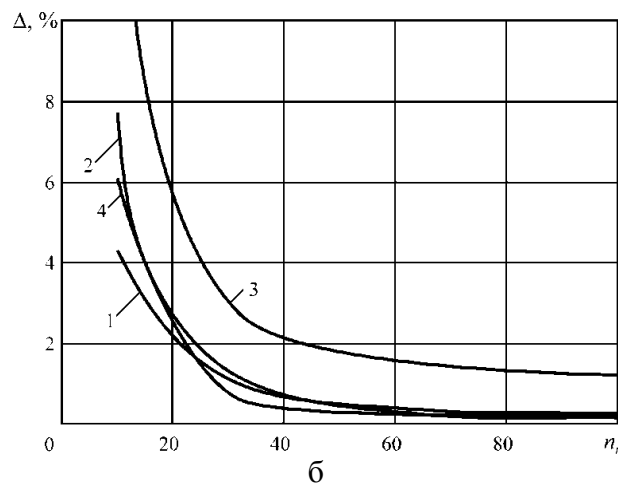
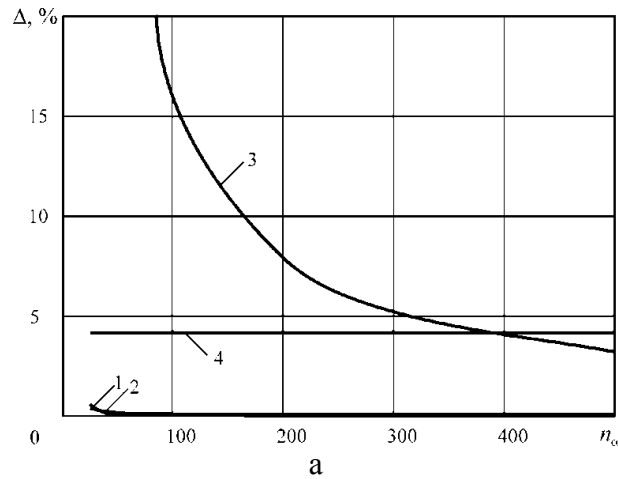


Рис. 4. Зависимости относительной погрешности определения напряжений от числа рассматриваемых вариантов направления волн (а) и моментов времени (б)

Из приведенных на рис. 4 зависимостей видно, что для выполнения расчетов с погрешностью ниже 5%, необходимо рассматривать не менее 330 вариантов направления распространения волн и не менее 20 различных моментов времени в течение одного периода колебаний. Следует отметить, что наибольшая погрешность имеет место при расчете на действие поперечных волн, что обусловлено более сложной зависимостью напряженного состояния массива от направления распространения волн указанного типа [4].

Выполнение расчета с параметрами $n_\alpha = 330$, $n_t = 20$ показало, что и в этом случае погрешность вычислений не превышает 5%. Время расчета при указанных значениях параметров n_α и n_t на современном персональном компьютере не превышает нескольких секунд. На рис. 5 показаны результаты расчета – огибающие эпюры по максимальным значениям сжимающих (сплошные линии) и растягивающих (пунктир) напряжений на внутренней поверхности ребер обделки. Напряжения даны в долях напряжений во фронте падающей продольной (P) и поперечной (S) волн.

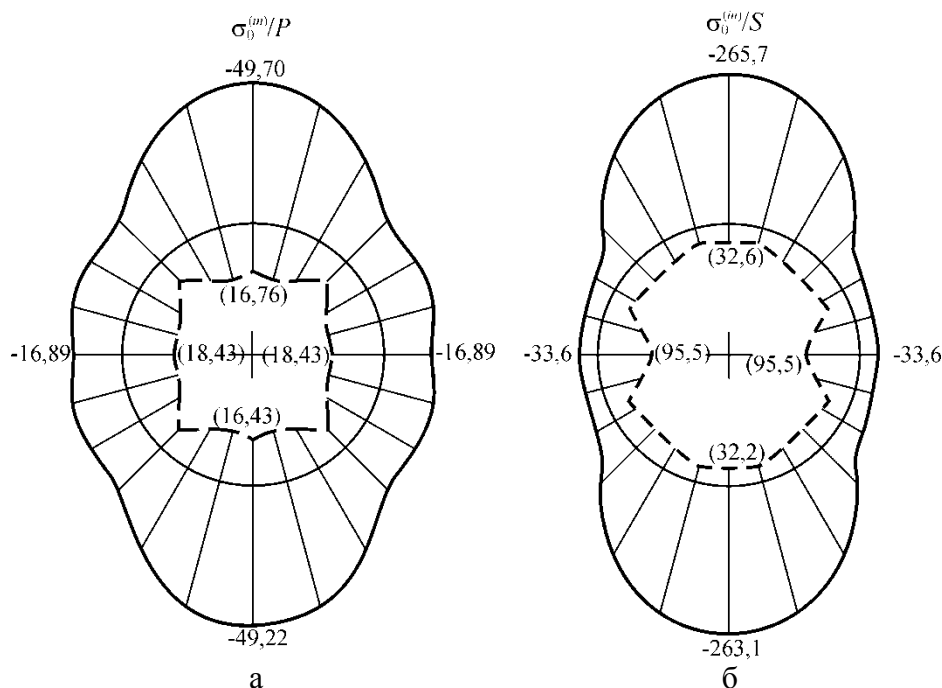


Рис. 5. Огибающие эпюр напряжений на внутреннем контуре поперечного сечения обделки тоннеля при действии продольных (а) и поперечных (б) волн

Из эпюр, представленных на рис. 5 видно, что наиболее вероятными местами возникновения трещин сжатия являются свод и лоток обделки тоннеля. Повреждение обделки от действия растягивающих напряжений с большой вероятностью может произойти в стенках подземной конструкции. Указанные выводы в некоторой степени подтверждаются результатами исследований повреждения подземных конструкций при землетрясениях [6, 7].

В случае, когда рассматривается тоннель глубокого заложения, напряжения P и S определяются из равенства максимального ускорения частиц грунта нормативному значению, соответствующему расчетной интенсивности землетрясения [3]. При расчете тоннелей мелкого заложения, вероятно, следует применить тот же подход, определяя ускорение грунта с учетом действия сейсмических волн, отраженных от земной поверхности. Решение указанного вопроса требует отдельного исследования, поскольку величина определяемых ускорений существенно зависит от направления распространения волн.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Фотиева Н.Н. Расчет крепи подземных сооружений в сейсмически активных районах. – М.: Недра, 1980. – 222 с.
2. Дорман И.Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей. – М.: ТИМР, 2000. – 307 с.
3. СП 268.1325800.2016. Транспортные сооружения в сейсмических районах. Правила проектирования. – М., 2017. – 100 с.
4. Деев П.В., Петрухин М.А. Сейсмический расчет тоннелей мелкого заложения // Известия ТулГУ. Науки о Земле. – 2018. – Вып. 3. – С. 212-221.
5. Miklowitz J., The theory of elastic waves and waveguides. North-Holland series in applied mathematics and mechanics. Vol. 22. Amsterdam: North-Holland, 1978, 618 p.
6. Басов А.Д., Безродный К.П. Воздействия землетрясений на тоннели Кругобайкальской железной дороги // Геоэкология. Инженерная геология, гидрогеология, геокриология. – 2008. – № 1. – С. 60-66.
7. Roy N., Sarkar R. A review of seismic damage of mountain tunnels and probable failure mechanisms // Geotech. Geol. Eng. (2017) 35. – pp. 1–28.

ЗАДАЧИ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ ОСВОЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА ГОРОДА КЕМЕРОВО

ПОЛИТОВ А. П.¹, МАСАЕВ Ю. А.¹, МАСАЕВ В. Ю.¹

¹ ФГБОУ ВО «Кузбасский государственный технический университет
им. Т. Ф. Горбачева», г. Кемерово

Аннотация. Рассмотрены основные этапы освоение подземного пространства г. Кемерово и риски влияющие на выбор принимаемых проектных решений. В основе геотехнических рисков – сложные инженерно-геологические условия центральной части города и необходимость учета сейсмического воздействия, интенсивность которых по картам ОСП-2015, В; С оценивается в 6, 7 баллов. Для сопровождения строительства и реконструкции зданий в условиях плотной городской застройки должен проводиться предложенный геомеханический комплекс работ, что обеспечит сохранность окружающей застройки и не окажет негативного влияния на окружающую среду.

Ключевые слова: освоение подземного пространства, геотехнические риски, геологическое строение, сейсмическая активность, геотехническое сопровождение, проектирование и строительство.

TASKS GEOTECHNICAL SUPPORT OF DEVELOPMENT OF UNDERGROUND SPACE OF CITY OF KEMEROVO

POLITOV ALEKSANDR PETROVICH¹, MASAIEV YURIY ALEKSEEVICH¹, MASAIEV
VLADISLAV YUR'EVICH¹

¹ T.F. Gorbachev Kuzbass State Technical University

Abstract. Reviewed the basic stages of underground space in Kemerovo and risks influencing the choice taken by the design decisions. In the basis of geotechnical risks - complex engineering-geological conditions of the central part of the city and the need to take into account the seismic impact, intensity of which the cards OCP-2015, B; C estimated at 6, 7 points. For escorts construction and reconstruction of buildings in dense urban areas should be held proposed the complex rock mechanics of works that will ensure the preservation of the built environment and will not have a negative impact on the Wednesday.

Key words: development of underground space, geotechnical risks, a geological structure, seismic activity, geotechnical support, designing and construction.

Город Кемерово – крупный промышленный и культурный центр Сибири и занимает площадь около 170 км². Планировочная структура города в целом характеризуется компактными центральными районами, развивающимися на восток и юго-восток, и удаленными жилыми и промышленными районами (Рудничный, Кировский, Заводский). Развитие города происходит главным образом за счет многоэтажной застройки, как в центральных, так и в периферических районах. Население города составляет более пятисот тысяч человек.

Начало периода использования подземного пространства городов определяется сочетанием целого ряда условий и факторов. Среди них наибольшее влияние на решение об использовании подземного пространства оказывают: стоимость земли, плотность наземных транспортных систем, растянутость городской застройки, расчленение и удаленность общественных центров, плотность застройки, экологическая безопасность и достижение норм благоустройства. В той или иной степени, отдельные условия и факторы могут стать определяющими.

В городе Кемерово освоение подземного пространства начиналось с 90-х годов со строительства подземного пешеходного перехода под Кузнецким проспектом в районе завода «Кузбассэлектромотор» и подземного двухэтажного гаража по ул. Тухачевского, 41.

В настоящее время основные подземные сооружения – автостоянки, гаражи и овощехранилища. В городе нашли применение три компоновочные схемы размещения гаражей: встроенные, пристроенные и отдельностоящие. Особенности их строительства, это то, что они строились одновременно со зданиями, или вне зоны влияния соседних зданий и сооружений. Например, подземные гаражи в районе филармонии, автостоянки ТЦ «Променад-1», квартала «Зеленая околица» и др. Эти объекты строились на участках точечной застройки, которые уже практически исчерпаны.

Каждый город выбирает свой стиль освоения подземного пространства на основе подходящих способов подземного строительства, оценки будущих последствий эксплуатации подземных сооружений, с учетом стоимости строительства и анализа рисков, связанных с возможными финансовыми потерями.

Объективный выбор проектных решений по освоению подземного пространства крупнейших и крупных городов предполагает анализ эффективности проектов с учетом категорий и факторов риска, к которым относятся [1]:

– экономические и коммерческие риски включающие: нестабильность экономического законодательства, текущей экономической ситуации, условий инвестирования, внешнеэкономический риск; неполнота и неточность информации о динамике экономических показателей, колебания рыночной конъюнктуры, возможность неплатежей, банкротств, срывов договорных обязательств;

– геотехнические риски, отражающие сложность природных условий и производственно-технический риск (аварии, производственный брак, срыв сроков работ).

В свете вышесказанного, задачами геотехнического сопровождения освоения городского подземного пространства является снижение экономических, коммерческих и геотехнических рисков.

Инвесторы стремятся войти в центральную часть города, со сложившейся довольно плотной структурой застройки. В городе, в последнее время наблюдается тенденция перехода старых зданий во владение частным (коммерческим) структурам. У новых владельцев возникает потребность в скорейшем извлечении дохода с минимальными затратами, что наиболее возможно с переводом здания в офисные или торговые центры, а это требует устройства дополнительных автостоянок, что как правило возможно за счет использования подземного пространства. Например, здание по ул. Черняховского, 2, перешедшее во владение частным структурам, переводится в офисное с устройством подземной автостоянки в прилегающем сквере.

Каждый подземный объект, примыкающий к старым строениям, ставит как перед проектировщиками, так и перед строителями сложные неординарные задачи.

Имеющийся опыт освоения подземного пространства в плотной городской застройке выявил многочисленные случаи аварийного деформирования старых зданий при возведении возле них подземных объектов [2]. Основная причина аварийного деформирования старых зданий вблизи сооружаемых подземных объектов – образование воронки оседания, распространяющейся далеко от места строительства. Развитию воронки способствует наличие в вмещающей грунтовой толще слабых глинистых грунтов и недостаточно обоснованные технологии строительства.

Основные здание центра города, это постройки 30-х–40-х годов прошлого столетия. Фундаменты зданий, в основном ленточные, из бутобетона глубиной заложения 2,5–3,5 м от поверхности земли.

Трудности, с которыми могут столкнуться строители в центральной части города обусловлены сложнейшими инженерно-геологическими условиями. В геоморфологическом отношении центральная часть города Кемерово расположена на II надпойменной террасе р. Томи. В геологическом строении принимают участие верхнепермские отложения осадочного комплекса, повсеместно перекрытые рыхлыми четвертичными отложениями. Инженерно-геологический разрез по данным работ, выполненных ОАО «КузбассТИСИЗ», ООО «Геотехника» представлен (сверху-вниз) следующими разновидностями грунтов [3]:

- Слой 1 – насыпной грунт мощностью 1,5–2,5 м, представлен до глубины 0,2 м щебнем, ниже смесью почвы, суглинка, обломков кирпича, строительного мусора.

- Слой 2 – почвенно-растительный слой, мощностью 0,3–0,5 м.

- Слой 3 – суглинки бурого цвета, аллювиально-делювиальные, лессовидные. Грунт мягкопластичный и тегучепластичной консистенции, средней плотности, водонасыщенный, мощностью 6–9 м.

- Слой 4 – суглинки серого и темно-серого цвета, с линзами и прослойками песка, аллювиальный. Грунт туго и мягкопластичной консистенции, средней плотности, водонасыщенный, мощностью 6–8 м.

- Слой 5 – гравийно-галечниковой грунт с супесчаным заполнителем, аллювиальный, с линзами и прослойками песка, обводнен, мощностью 2–2,5 м.

Уровень подземных вод зафиксирован на глубинах 1,6–2,1 м от поверхности земли. Питание подземных вод местное, инфильтрационное. Осуществляется за счет атмосферных осадков, поверхностных вод в период паводков, а также за счет напорных вод подстилающего комплекса верхнепермских отложений.

Проектирование и строительство подземных сооружений в подобных инженерно-геологических условиях осложняется требованиями учета сейсмического воздействия. Согласно СП 14.13330.2018 центр города входит в район возможных сейсмических воздействий, интенсивность которых по картам ОСР-2015, В; С оценивается в 6, 7 баллов для грунтов II категории по сейсмическим свойствам [5].

Исходя из физико-механических свойств грунтов и положения уровня подземных вод, категория грунтов по сейсмическим свойствам – III (табл. 4.1, СП 14.13330.2018). В целом по сейсмическим и инженерно-геологическим характеристикам территория по сейсмической интенсивности оценивается для карт ОСР-2015, В – 6,93 балла, С – 7,93 балла [3]. Строительство подземных сооружений, как и реконструкция подземных частей старых зданий и сооружений, в подобных условиях сопряжена с большими геотехническими рисками. В настоящее время согласно Единым европейским нормам (EUROCODE-7 «Geotechnics») безаварийное строительство в историческом центре города возможно только при условии геотехнического сопровождения на всех стадиях строительного процесса.

В отечественной технической литературе концепция геотехнического сопровождения строительства подземных сооружений, еще четко не сформировалась. Предложены отдельные концепции геотехнического сопровождения строительства и реконструкции зданий в условиях плотной городской застройки на слабых грунтах [2, 4].

В связи с этим, для условий строительства подземных сооружений в плотной городской застройке в слабых обводненных грунтах, на основе многолетнего опыта строительства в крупных городах России, должен проводиться полный геомеханический комплекс работ, включающий в себя следующие основные компоненты:

- предпроектное обследование соседних зданий и подземных сооружений, попадающих в зону возможного риска;

- геотехнический прогноз возможных деформаций зданий и подземных сооружений при строительстве подземного объекта и в период дальнейшей его эксплуатации;
- проектирование, в случае необходимости, усиления зданий и подземных сооружений, попадающих в зону возможного риска;
- геотехническое и геомеханическое обоснование применимости различных технологий строительства подземного сооружения;
- разработку технических решений по обеспечению безопасности сооружения подземного объекта и окружающих зданий и сооружений как в процессе строительства, так и в период последующей эксплуатации.
- научное сопровождение сложных технологий;
- геотехнический и геоэкологический мониторинг в процессе производства строительных работ;
- разработку технических мероприятий по регулированию гидрогеологического режима;
- контроль качества работ при строительстве.

Использование в практике проектирования и строительства городских подземных сооружений полного геомеханического комплекса работ должно обеспечить сохранность окружающей застройки и не оказывать негативного влияния на окружающую среду, включая геологическую и гидрогеологическую среду. Это может быть достигнуто двумя путями:

- применением конструктивных решений и щадящих технологий строительства, минимизирующих влияние на окружающую застройку и подземные сооружения в зоне возможного риска;
- выполнением комплекса мероприятий по превентивной защите окружающей застройки и подземных сооружений в зоне возможного риска, адекватных предполагаемым воздействиям.

Выполнение приведенного комплекса геомеханических работ требует привлечение на всех стадиях проектирования и строительства городских подземных сооружений квалифицированных специалистов геотехников.

Муниципальные городские службы, выдавая разрешения на строительство подземных сооружений, особенно в центральной части города, должны четко контролировать проектные конструктивные решения, а также решения по организации и технологии строительства, страховку проектов и строительных рисков, что позволит минимизировать влияние на окружающую застройку и подземные сооружения в зоне возможного риска.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Методические рекомендации по оценке эффективности инвестиционных проектов (Утв. Минэкономики РФ, Минфином РФ, Госстроем от 21.06.99 № ВК 477). – Москва: ОАО «НПО» Изд-во «Экономика», 2000. – 421 с.
2. Улицкий, В. М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг) / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин. – Москва: Изд-во АСВ, 1999. – 327 с.
3. Инженерно-геологические изыскания на площадке проектируемого строительства гаражей и пристройки к зданию по ул. Черняховского, 2 в г. Кемерово; ПСА «Спецфундаментстрой», ООО «Геотехника». – Кемерово, 2008. – 44 с.
4. Ястребов, П. И. Международный семинар «Реконструкция, геотехническое строительство, контроль качества» / П. И. Ястребов, Е. В. Светинский // Механизация строительства. – 2001. – №2. – С. 14–17.

5. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – Москва: Стандартинформ, 2018. – 115 с.

УДК 692.115

ПЛАНИРОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТА ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ НА ОСНОВЕ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА

ЗАХАРОВ А. В.¹, МАХОВЕР С. Э.¹

¹Пермский национальный исследовательский политехнический университет, г. Пермь

Аннотация. На сегодняшний день остро стоит вопрос энергосбережения. Основными источниками энергии являются газ, нефть, каменный уголь. В связи с этим актуален вопрос в решении альтернативных источниках энергии. Наша работа направлена на решение проблемы путем использования низкопотенциальной теплоты грунтового массива при помощи энергоэффективных строительных конструкций - фундаментов.

Для этого необходимо знать теплофизические характеристики грунтов. На сегодняшний день широко изучены методы определения теплофизических свойств инертных материалов с последующим практическим применением в области строительства, но ни один из них не учитывает гранулометрический состав.

Таким образом, вопрос изучения зависимости теплопроводности от гранулометрического состава грунта является актуальным.

В данной работе рассматривается вопрос получения зависимости теплопроводности песчаного грунта от его гранулометрического состава. Исследования планируется проводить в лабораторных условиях для образцов песчаного грунта различных фракций: 0,5, 0,25 и 0,1 мм с варьированием плотности и влажности исследуемых образцов.

Разработана методика проведения эксперимента. Представлена последовательность планирования эксперимента. Составлено уравнение регрессии, построена матрица планирования эксперимента.

Ключевые слова: теплопроводность, теплофизика грунтов, уравнение регрессии, гранулометрический состав.

DESIGN OF EXPERIMENTS AIMED AT THE DETERMINATION OF THE THERMAL CONDUCTIVITY OF SANDY SOIL BASED ON GRAIN-SIZE COMPOSITION

ALEXANDER V. ZAKHAROV¹, STANISLAV E. MAKHOVER¹

¹Perm National Research Polytechnic University

Abstract. Today, there is an acute issue of energy saving, hence the need for energy-efficient building structures, foundations.

In this paper, the problem of obtaining the dependence of thermal conductivity of sandy soil on the grain size distribution is considered. An experimental procedure has been developed.

The sequence of experiment planning is presented. A regression equation was compiled, an experiment planning matrix was constructed. During the tests, it is planned to obtain the dependence of the thermal conductivity of sandy soil on the change in its particle size distribution of 0.5; 0.25; 0.1, and also the dependence of various density and humidity of the studied sample.

Key words: thermal conductivity, thermal physics of earth foundation, regression equation, grain-size composition.

Оценка теплопроводности грунтов является важной задачей, т.к результаты такой оценки учитываются при расчетах величины получаемой геотермальной энергии. Термину «теплофизические характеристики» обычно придается широкий смысл, под

которым имеется в виду комплекс параметров, характеризующих одновременно реакцию материала на процессы тепло- и массообмена.

Работа направлена на исследование закономерности теплофизических характеристик песчаных грунтов различного гранулометрического состава при изменении таких параметров как влажность, плотность.

На сегодняшний день дана оценка результатов натурального эксперимента с расчетными методами. [1]

С целью определения теплофизических свойств песчаного грунта, применены методы для строительных материалов.

Данная проблема изучалась Медведевым Д.П. и Захаровым А.В. путем получения зависимости теплопроводности грунта от его физических свойств – влажности и плотности для конкретного типа песчаных грунтов. [2]

По изученному анализу можно сделать выводы, что данные методы дают широкое представление о теплофизических свойствах инертных материалов с последующим на их основе практическим применением в области строительства, но ни один из них не учитывает гранулометрический состав.

Таким образом, проведение исследования в целях определения зависимости теплопроводности от гранулометрического состава грунта на основе проведения натурального эксперимента, результаты которого позволят получить искомую зависимость, является актуальным.

Работа находит свое практическое применение в энергоэффективных фундаментах. Проблематика была описана Захаровым А.В. и Пономаревым А.Б. в работе «Анализ взаимодействия прогрессивных конструкций энергетических фундаментов с грунтовым массивом» и «Энергоэффективные конструкции в подземном строительстве».

Искомая зависимость позволит на ранних этапах оценить возможность применения энергоэффективных фундаментов без проведения сложных геологических и лабораторных исследований грунтов, только на основе имеющихся физических характеристик грунтов.

Проведение эксперимента предлагается провести на материально-технической базе лаборатории кафедры «Строительное производство и геотехника».

Методика проведения эксперимента следующая. В качестве объекта исследования будут использоваться искусственно приготовленные образцы песчаного грунта. Входными параметрами приняты:

Y_1 -плотность ρ ,

Y_2 -влажность W , предполагается варьировать в пределах 4-12%.

Выходной параметр коэффициент теплопроводности - λ .

Планируется проведение трех серий экспериментов для получения отдельных зависимостей для трех фракций песчаного грунта 0,5; 0,25; 0,1 мм.

На основании анализа ранее проводимых исследований [1, 2, 3], предварительно принято уравнение регрессии второго порядка:

$$\lambda = b_0 Y_0 + b_1 Y_1 + b_2 Y_2 + b_{11} Y_1^2 + b_{22} Y_2^2 + b_{12} Y_1 Y_2, \quad (1)$$

где Y_0 – свободный член, $Y_0=1$; Y_1 – плотность грунта; Y_2 – влажность грунта; $b_0, b_1, b_2, b_{11}, b_{22}, b_{12}$ — коэффициенты уравнения регрессии.

Значение нулевого уровня фактора находится как половина суммы верхнего и нижнего уровня.

Интервал определяется как половина разницы между верхним и нижним значений фактора.

Причем верхний уровень фактора равен (+1), нижний – (-1), а основной – нулю. Кодированное значение фактора равно:

$$y_i = Y_i - Y_0 / \Delta_i$$

где y_i – кодированное значение фактора; Y_i – истинное значение фактора; Y_0 – истинное значение нулевого уровня; Δ_i – интервал варьирования фактора.

План каждого эксперимента (для каждой фракции) представлен в таблице 1.

Таблица 1 – Матрица планирования эксперимента

№ экс-перимента	Значения факторов				Значения откликов
	Плотность		Влажность		Теплопроводность
	Кодированное значение	Истинное значение, т/м ³	Кодированное значение	Истинное значение, %	
	y_1	Y_1	y_2	Y_2	
1	-1	1,73	-1	4	λ_1
2	-0,5	1,81	-1	4	λ_2
3	0	1,82	-1	4	λ_3
4	0,5	1,86	-1	4	λ_4
5	1	1,89	-1	4	λ_5
6	-1	1,73	0	8	λ_6
7	-0,5	1,81	0	8	λ_7
8	0	1,82	0	8	λ_8
9	0,5	1,86	0	8	λ_9
10	1	1,89	0	8	λ_{10}
11	-1	1,73	1	12	λ_{11}
12	-0,5	1,81	1	12	λ_{12}
13	0	1,82	1	12	λ_{13}
14	0,5	1,86	1	12	λ_{14}
15	1	1,89	1	12	λ_{16}

Для определения теплопроводности будет использован прибор МИТ-1. Образцы будут приготовлены по ГОСТ 22733-2002 «Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности» с заданной плотностью и влажностью. Гранулометрический состав песчаных грунтов по ГОСТ 12536-2014. Результаты экспериментов планируется обработать методами математического моделирования.

Таким образом, определен вид уравнение регрессии теплопроводности от гранулометрического состава грунта. Выбрана методика выполнения эксперимента. В дальнейшем в ходе исследований планируется получить зависимость теплопроводности песчаного грунта от изменения его гранулометрического состава 0,5; 0,25; 0,1, а также от его плотности и влажности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Медведев Д.П., Захаров А.В. Планирование эксперимента по определению теплопроводности песчаных грунтов экспериментальными методами //Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Урбанистика. – 2014. – Вып. 4 – С. 109–115.
2. Медведев Д.П., Захаров А.В. Анализ сходимости результатов натурального измерения, теплопроводности песчаного грунта с зарубежными расчетными методами //Вестник

Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2014. – Вып. 4 – С. 129–137.

3. Захаров А.В., Пономарев А.Б., Машенко А.В. Энергоэффективные конструкции в подземном строительстве: учеб. пособие для вузов. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2012. – 127 с.

4. Захаров А. В. Анализ взаимодействия прогрессивных конструкций энергетических фундаментов с грунтовым массивом в геологических условиях г. Перми // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2011 Вып. 4(19).

5. Usowicz B., Usowicz L. Thermal conductivity of soils – comparison of experimental results and estimation methods // Eurosoil 2004 Congress. – Freiburg, 2004.– 10 p.

6. The Effect of Soil Thermal Conductivity Parameterization on Surface Energy Fluxes and Temperatures / C.D. Peters-Lidard, E. Blackburn, X. Liang, E.F. Wood // Journal of the Atmospheric Sciences. – 1998. – Vol. 55, iss. 7. – P. 1209–1224.

УДК 692.115

ОЦЕНКА ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ НА ОСНОВЕ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА

ЗАХАРОВ А. В.¹, МАХОВЕР С. Э.¹

¹Пермский национальный исследовательский политехнический университет, г. Пермь

Аннотация. На сегодняшний день остро стоит вопрос энергосбережения. Основными источниками энергии являются газ, нефть, каменный уголь. В связи с этим актуален вопрос в решении альтернативных источниках энергии. Наша работа направлена на решение проблемы путем использования низкопотенциальной теплоты грунтового массива при помощи энергоэффективных строительных конструкций - фундаментов.

Для этого необходимо знать теплофизические характеристики грунтов. На данный момент широко изучены методы определения теплофизических свойств инертных материалов с последующим практическим применением в области строительства, но ни один из них не учитывает гранулометрический состав.

Таким образом, вопрос изучения зависимости теплопроводности от гранулометрического состава грунта является актуальным.

В данной статье представлен анализ зависимости теплопроводности песчаного грунта от его гранулометрического состава на основе проведенных тестовых экспериментов.

В ходе работы экспериментально установлена зависимость теплопроводности песчаных грунтов от их гранулометрического состава, апробирована методика и технологическая последовательность эксперимента.

На основании проведенной серии тестовых экспериментов сделан вывод о конкурирующем влиянии на его теплопроводность двух факторов: увеличение λ за счет увеличения степени заполнения пор и уменьшение общей теплопроводности за счет уменьшения степени заполнения пор. Данные результаты позволяют сделать вывод, что, гранулометрический состав оказывает влияние на теплопроводность песчаного грунта.

Ключевые слова: теплопроводность, песчаный грунт, плотность, гранулометрический состав.

ESTIMATION OF THERMAL CONDUCTIVITY OF SANDY SOILS BASED ON GRAIN-SIZE COMPOSITION

ALEXANDER V. ZAKHAROV¹, STANISLAV E. MAKHOVER¹

¹Perm National Research Polytechnic University

Abstract. Today the issue of energy saving is acute. The main sources of energy are gas, oil, coal. Therefore, the issue of solving alternative energy sources is relevant. The article aims to solve the problem by using low-potential heat of the soil mass by means of energy-efficient building constructions - foundations.

It is necessary to know the thermal characteristics of soils for this. At the moment, methods for determining the thermophysical properties of inert materials with subsequent practical application in the field of construction have been widely studied, but no one of these methods takes into account the grain-size composition.

Thus, the study of the connection between the thermal conductivity and the grain-size composition of the soil is important.

This article presents an analysis of the dependence of the thermal conductivity of the sandy soil of its grain-size composition on the basis of the conducted test experiments.

During the experiment, the dependence of the thermal conductivity of sandy soils on their grain-size composition was experimentally established; the methodology and technological sequence of the experiment were tested.

Based on a series of test experiments, it was concluded that there are two factors competing in its thermal conductivity: an increase in λ due to an increase in the degree of pore filling and a decrease in total heat conductivity due to a decrease in the degree of pore filling. These results suggest that grain-size composition has an impact on the thermal conductivity of the sandy soil.

Key words: thermal conductivity, sandy soil, specific gravity, grain-size composition

Процессы теплообмена невозможно количественно описать без знания величин теплофизических характеристик грунтов. Теплофизические характеристики используются для теплотехнических расчетов грунтов как оснований инженерно-технических сооружений, и, кроме того, могут быть использованы для проведения расчетов величины получаемой тепловой энергии при работе энергоэффективных конструкций фундаментов.

Наличие в песчаных грунтах межзернового пространства, заполненного воздухом, водой, резко осложняет процесс переноса тепла.

Целью работы является выявление зависимости теплопроводности от гранулометрического состава на примере песчаных грунтов.

Ранее произведено планирование эксперимента для проведения исследования: планируется проведение трех серий экспериментов для фракций песка 0,5;0,25 и 0,1 мм, для чего составлены матрицы, выбран план эксперимента, определены входные параметры и границы и x варьирования.

В качестве объекта исследования был выбран — песок, отобранный в Пермском крае. По классификации ГОСТ 25100–95 песок является мелким. Если гипотеза верна, то с уменьшением фракции при той же плотности и влажности теплопроводность будет выше.

Для проверки этого предположения, до начала проведения серий экспериментов по разработанным матрицам, были проведены тестовые эксперименты, в которых использовали мелкий песок фракции: 0,5;0,25 и 0,1 мм. Образцы песчаного грунта увлажнились водой до значения влажности 4-12% для каждой фракции и уплотнялись на гидравлическом прессе до заданной плотности в цилиндре. В итоге подготовлены 9 образцов с различной комбинацией значений плотности, влажности и гранулометрического состава.

В современной практике определения теплофизических характеристик грунтов существует не так много методов и установок, позволяющих определить не одну теплофизическую характеристику, а весь комплекс. Одним из таких методов является зондовый метод (Рис.1). Исследования осуществлялись на приборе «МИТ-1» в лаборатории кафедры «Строительное производство и геотехника».



Рис. 1. Определение теплопроводности «МИТ-1»

Измерение теплопроводности производилось по ГОСТ 30256-94. Исследование теплопроводности λ проводилось на 9 образцах песка. В таблице 1 приведены экспериментальные данные, полученные для песка фракции 0,5; 0,25; 0,1 мм с заданными значениями влажности и плотности.

Таблица 1. Результаты испытаний

п/п	Фракция	Плотность, г/см ³	Влажность, %	Теплопроводность, Вт/м*К
1	0,5	1,73	4	1,340
1	0,5	1,81	8	2,248
1	0,5	1,82	12	2,439
2	0,25	1,73	4	2,154
2	0,25	1,81	8	2,136
2	0,25	1,82	12	4,101
3	0,1	-	4	-
3	0,1	-	8	-
3	0,1	-	12	-

Интересен тот факт, что плотность практически не меняется.

Проведенные тестовые эксперименты показали, что при уменьшении фракции и увеличении влажности коэффициент теплопроводности возрастает.

Полученные данные для песчаного грунта позволяют говорить о конкурирующем влиянии на его теплопроводные свойства двух факторов: увеличение λ за счет увеличения степени заполнения пор и уменьшение общей теплопроводности за

счет уменьшения степени заполнения пор. На основе проведенных тестовых экспериментов можно сделать вывод, что, гранулометрический состав оказывает влияние на теплопроводность песчаного грунта.

В последующем для получения регрессионного уравнения планируется проведение полных трех серий экспериментов для выбранных фракций песка с варьированием плотности и влажности на трех уровнях. Обработку результатов планируется выполнять методами математической статистики.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Медведев Д.П., Захаров А.В. Планирование эксперимента по определению теплопроводности песчаных грунтов экспериментальными методами //Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Урбанистика. – 2014. – Вып. 4 – С. 109–115.
2. Медведев Д.П., Захаров А.В. Анализ сходимости результатов натурного измерения, теплопроводности песчаного грунта с зарубежными расчетными методами //Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2014. – Вып. 4 – С. 129–137.
3. Захаров А.В., Пономарев А.Б., Машенко А.В. Энергоэффективные конструкции в подземном строительстве: учеб. пособие для вузов. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2012. – 127 с.
4. Захаров А. В. Анализ взаимодействия прогрессивных конструкций энергетических фундаментов с грунтовым массивом в геологических условиях г. Перми // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2011 Вып. 4(19).
5. Usowicz B., Usowicz L. Thermal conductivity of soils – comparison of experimental results and estimation methods // Eurosoil 2004 Congress. – Freiburg, 2004.– 10 p.
6. The Effect of Soil Thermal Conductivity Parameterization on Surface Energy Fluxes and Temperatures / C.D. Peters-Lidard, E. Blackburn, X. Liang, E.F. Wood // Journal of the Atmospheric Sciences. – 1998. – Vol. 55, iss. 7. – P. 1209–1224.

УДК 624.191.951+06

ВЫСОКОПРОЧНЫЕ СМЕСИ ДЛЯ ГЕРМЕТИЗАЦИИ «ХОЛОДНЫХ» ШВОВ ОБДЕЛКИ ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

ЗОРИН И. М.¹, ПЛЕШКО М. С.¹

¹Ростовский государственный университет путей сообщения, г. Ростов-на-Дону

Аннотация. Данная статья посвящена проблеме герметизации холодных швов обделки тоннелей. Авторами рассмотрена возможность применения высокопрочных самоуплотняющихся бетонных смесей при ремонте и строительстве подземных сооружений. Проработан процесс создания таких смесей, включая подбор компонентов. Предложена возможность удешевления производства самоуплотняющегося бетона, путем замены некоторых дорогостоящих компонентов.

Ключевые слова: транспортные тоннели, обделка, гидроизоляция, холодные швы, самоуплотняющийся бетон, строительные материалы, высокопрочные бетоны, суперпластификатор, вяжущие, удобоукладываемость смеси, высокоподвижная смесь, подбор компонентов смеси, суспензия из известняка.

HIGH-STRENGTH MIXTURES FOR SEALING “COLD” JOINTS OF LINING OF TRANSPORT TUNNELS

ZORIN IL'YA MIHAJLOVICH¹, PLESHKO MIHAIL STEPANOVICH¹

¹Rostov State Transport University

Abstract. This article is devoted to the problem of sealing cold joints of tunnel lining. The authors considered the possibility of using high-strength self-compacting concrete mixtures in the repair and construction of underground structures. The process of creating such mixtures, including the selection of components has been elaborated. The possibility of reducing the cost of production of self-compacting concrete by replacing some expensive components has been proposed.

Key words: transport tunnels, tunnel lining, waterproofing, cold joints, penetrated waterproofing, self-compacting concrete, construction Materials, high-strength concrete, superplasticizer, binders, mixability, high-mobility mixture, selection of mixture components, limestone slurry.

Одной из актуальных проблем, возникающих в ходе эксплуатации и строительства подземных сооружений являются протечки воды. Ключевыми участками, наиболее уязвимыми к воздействиям воды являются «холодные» швы обделки.

В поперечных швах между кольцами или горизонтальных швах между циклами бетонирования происходит постепенное разрушение гидроизоляционной целостности сооружения. Причиной этому является наличие в них прослойки цементного молочка с повышенной растворимостью в воде и вымываемостью (выщелачиванием), развитой капиллярной системы и слабой связи между слоями бетона.

Гидрозащита – это комплекс технических и технологических решений, направленных на исключение или ограничение до приемлемого значения притока воды во внутреннюю часть тоннеля. Она может реализовываться как по всей длине тоннеля, так и на его части.

При обследовании тоннелей в республике Крым были выявлены множественные течи, капежи, сырость именно в местах «холодных швов». При сооружении данных тоннелей широко применялась монолитная железобетонная обделка. При своих известных достоинствах она характеризуется наличием «холодных» швов между отдельными заходками.

Применяющиеся на практике материалы для заделки «холодных швов» отечественного производства характеризуются низкими прочностными свойствами и сроком службы. Известные зарубежные аналоги в современной экономической ситуации являются нерентабельными.

В связи с этим возникает необходимость разработки высокопрочных составов для герметизации «холодных швов» тоннельной обделки с большим сроком службы.

Самоуплотняющиеся бетоны - (по международной терминологии Self - Compacting Concrete- [SCC]) смеси, характеризующиеся способностью заполнять пространство, уплотняться и проникать даже в высокоармированные участки бетонирования, практически без какого-либо внешнего воздействия, а только лишь под влиянием собственного веса.

Основой концепции о самоуплотняющихся смесях служат разработки сотрудников Токийского университета в 80-х годах XX века и таких видных ученых, как К. Озава, Х. Окамура [1-2]. Основополагающими факторами для создания и дальнейшего развития этой концепции и применение этих разработок сначала в Японии, а потом и в других развитых странах стали свойства, характеризующие самоуплотняющиеся бетоны:

- высокое качество поверхности бетона;
- малую проницаемость;
- износостойкость;
- сокращение периода строительства;
- самоуплотняемость смеси (отказ от виброуплотнения);
- сокращение числа работников;
- снижение уровня шума[6].

Обычные бетоны представляют из себя композиционную смесь, состоящую из 3 компонентов: цемент, воду и заполнитель. Самоуплотняющиеся бетоны, в отличие от

обычных бетонов, являются пятикомпонентными смесями. Такие смеси в мировой строительной практике получили название высокопрочные бетоны (High Strength Concrete[HSC]) или высококачественные бетоны (High-Performance Concrete[HPC]). Самоуплотняющиеся бетоны принято считать усовершенствованными высококачественными бетонами, поэтому следует говорить о них, как о новой стадии развития высококачественных бетонов. Кроме основных элементов в составе таких бетонов содержатся различные высокоэффективные химические добавки, в частности модификаторы вязкости, замедлители схватывания, ускорители твердения[5].

Для получения материала с высокими реологическими и механическими свойствами необходим достаточно точный контроль над количеством исходных материалов, также следует строго соблюдать этапы введения в смесь различных материалов и добавок, так как реологические свойства таких бетонов крайне чувствительны к малейшим изменениям соотношений компонентов и их взаимодействиям. В настоящий момент теория проектирования состава самоуплотняющегося бетона не разработана, поэтому подбор компонентов выполняется только опытным путем.

Этапы создания самоуплотняющегося бетона:

Подбор вида и расхода СП, минеральных добавок, водоцементного отношения для получения цементного теста с достаточной текучестью.

Определение расхода крупного заполнителя

Подбор расхода мелкого заполнителя[5].

Самоуплотняющиеся бетонные смеси – высокотехнологичные строительные материалы, для создания которых требуются глубокие теоретические знания, а также большое количество экспериментов по подбору состава и вида компонентов бетонной смеси. Основными преимуществами таких смесей по отношению обычным бетонам являются высокие реологические и механические характеристики. В России на данном этапе такие смеси не настолько востребованы из-за дешевой рабочей силы и высокой стоимости производства, но уже в скором будущем самоуплотняющиеся бетоны займут все основные позиции при строительстве, а также при ремонте объектов федерального значения (заводы, стадионы, административные здания), искусственных сооружений (мосты, тоннели, трубопроводы), гидротехнических сооружений(дамбы, водохранилища, плотины) и т.д. Ускорить данный процесс возможно только при удешевлении используемых при подборе смеси компонентов.

В этой связи являются перспективными разработки по применению самоуплотняющихся ремонтных смесей с добавками местных горных пород. Эти смеси характеризуются хорошими прочностными и гидроизоляционными свойствами, а также наиболее экономически выгодны.

В настоящее время известны разработки по самоуплотняющимся бетонам с применением местных тонкомолотых горных пород без ухудшения реологических свойств бетонных смесей. Получены высокопрочные бетоны нового поколения, обладающие высокими технико-экономическими показателями и низкими удельными расходами цемента на единицу прочности (табл. 1).

Так, проанализирована возможность замены в порошково-активированных суспензионных бетонах дорогостоящих пылевидного кварца и микрокремнезема отходами от дробления горных пород, то есть каменной мукой (КМ), были изготовлены составы с соотношением компонентов Ц:КМ:П_т:КМ, равным 1:0,5:1,5:0,1, что соответствует оптимальному содержанию компонентов. В качестве тонкодисперсного минерального компонента в таких суспензиях были использованы широко распространенные тонкомолотые горные породы, такие, как гранит, доломит, высококальциевый известняк, диабаз [7].

Таблица 1. – Рецептура самоуплотняющегося бетона

Рецептура самоуплотняющегося бетона	
Компонент	Количество, кг/м ³
Цемент	350
Зольная пыль или молотый известняк	200
Вода	170-180
Песок (зернистость 0-2 мм)	650
Мелкий щебень (2-16 мм)	950
Пластификатор	2-4
Водоцементное отношение	0,49-0,51

В целом большинство горных пород в тонкоизмельченном виде в смеси с цементом обладают высокой реологической активностью и образуют водно-дисперсно-тонкозернистую суспензию, являющуюся реологической основой для самоуплотняющихся бетонов. Замена пылевидного кварца тонкомолотыми горными породами при производстве самоуплотняющихся бетонов нового поколения не приводит к снижению прочности, а возможность использования местных горных пород (например, использовать крымский известняк при ремонте тоннелей в Республике Крым) приводит к значительному сокращению расходов.

Адаптация данных составов для задач повышения водонепроницаемости и ремонта холодных швов тоннельной обделки является актуальной и перспективной.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Okamura H, et. al. Mix-design for self-compacting concrete // Concrete Library of JSCE. 1995. No. 25. pp.107–120.
2. Ozawa, K. Development of high performance concrete based on the durability design of concrete structures / K. Ozawa, et. al. // Proceedings of the second East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. – 1999. – Vol. 1. – P. 445–450.
3. Pleshko M.V., Pleshko M.S., One-time firing ceramic pastes based on gabbro-dolerite and moderately red-burning clay // Glass and Ceramics. – 2015. – Т. 72. № 1-2. – С. 20-23.
4. Гербер Д. В, Кривобородов Ю.Р. Влияние комплекса модифицирующих добавок на свойства самоуплотняющегося бетона // V Международный семинар-конкурс молодых ученых и аспирантов, работающих в области вяжущих веществ, бетонов и сухих смесей. - М.: 2010. - С. 23-26.
5. Шестернин А. И., Коровкин М. О., Ерошкина Н. А. Основы технологии самоуплотняющегося бетона // «Молодой учёный». - 2015. - №6(86). - С. 226-228.
6. Коровкин М.О.,Замчалин М.Н., Ерошкина Н.А. Принципы создания и применения самоуплотняющегося бетона // «Молодой учёный». - 2015. - №5(85). - С. 165-168.
7. Тараканов О.В., Калашников В.И., Белякова Е.А., Москвин Р.Н. Самоуплотняющиеся бетоны нового поколения на основе местных сырьевых ресурсов // Региональная архитектура и строительство. - 2014. - №2. - С. 47-53.
8. Сторожук И.П., Федотов А.Ф., Мишин С.И. Методические рекомендации по гидроизоляции и антикоррозионной защите дорожно-транспортных и коммуникационных сооружений в г. Москве. - М.: НПО «Новейшие технологии строительства» (г.Москва) и ГУП «Мосинжпроект», 2008.
9. Самоуплотняющийся бетон и его диагностика // GERMOSTROY.RU URL: http://www.germostroy.ru/art_721.php (дата обращения: 15.04.2017).
10. Фадеев А. Б. Гидроизоляция подземных частей зданий и сооружений: учебное пособие для студентов строительных специальностей / СПб. гос. архит.-строит. ун-т. – СПб., 2007. – 53 с.
11. Гидроизоляция «холодных» швов // proGIDROIZOLJACII, гидроизоляция от А до Я URL: <http://progidroizoljacie.ru/materialy-i-sposoby/gidroizolyatsiya-kholodnykh-shvov.html> (дата обращения: 12.12.2016).

12. Гидроизоляционные материалы // ИНФОРМАЦИОННАЯ СИСТЕМА ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ "НОУ-ХАУС.ру" URL: http://www.know-house.ru/info_new.php?r=hydro&uid=1 (дата обращения: 12.12.2016).

13. Гидроизоляция тоннелей и подземных сооружений // IPROOF group URL: <http://www.iproof.ru/uslugi/gidroizolyatsiya/gidroizolyatsiya-tonnelej-i-podzemnyh-sooruzhenij> (дата обращения: 15.04.2018).

14. Гидроизоляция тоннелей // Объединение профессионалов aquagroup Московская область URL: <http://aquagroup.ru/reviews/gidroizolyatsiya-tonneley.html> (дата обращения: 10.04.2018).

УДК 699.8

МОДЕЛИРОВАНИЕ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОМПЕНСАЦИОННОГО НАГНЕТЕНИЯ ДЛЯ ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ ОТ ПРОХОДКИ ТОННЕЛЯ

ДЕМЕНКОВ П. А.¹

¹Санкт-Петербургский горный университет, г. Санкт-Петербург

Аннотация. В работе приведены результаты численных экспериментов по моделированию компенсационного нагнетания для защиты зданий от подработки тоннелем, выполненных в программном комплексе Plaxis. Выполнено сопоставление изменения максимальной величины оседания и поднятия поверхности земли при проведении компенсационных мероприятий во время и после проходки тоннеля. Получены закономерности изменения максимальной величины оседания и поднятия поверхности земли в зависимости от изменения объема нагнетания для различных вариантов ширины зоны нагнетания, для различных расположений зон нагнетания относительно свода тоннеля расстоянии, для различных глубин заложения тоннелей.

Ключевые слова: компенсационное нагнетание, оседание поверхности, подработка зданий, нагнетание раствора, зона нагнетания, защита зданий и сооружений.

MODELING BY FINITE ELEMENT METHOD OF COMPENSATION GROUTING TO PROTECT BUILDINGS FROM BLOWING OUT OF THE TUNNEL

DEMENKOV PETR ALEKSEEVICH¹

¹Saint-Petersburg Mining University

Abstract. The paper presents the results of numerical experiments on the simulation of compensatory injection for the protection of the buildings while tunneling performed in the Plaxis software. A comparison is made of the change in the maximum surface subsidence and upheaving during compensation measures during and after tunneling. The regularities of the change in the maximum subsidence and upheaving of the earth's surface are obtained depending on the change in the injection volume for different widths of the injection zone, different locations of the injection zones relative to the tunnel arch, different depths of tunnels.

Key words: the compensation discharge, the subsidence of the surface, conditioning of buildings, injection solution, area of injection, protection of buildings and structures.

Развитие транспортной инфраструктуры мегаполисов требует активного освоения подземного пространства с целью расширения линий метрополитена. Строительство тоннелей и станций метрополитена закрытым способом вызывает оседания поверхности земли в непосредственной близости от них, что в свою очередь может привести к повреждениям зданий, инженерных коммуникаций, дорожного покрытия и т.д. [1].

Для минимизации оседаний земной поверхности применяют различные планировочные, конструктивно-технологические и защитные мероприятия по минимизации осадок поверхности земли с целью обеспечения сохранности здания и сооружений на подрабатываемых территориях [2]. Для этих целей применяют конструкции обделок, обжатых в грунт, механизированные щиты с пригрузом забоя [3], уплотнители строительного зазора, анкерную и набрызгбетонную временную крепь, упрочнение лба забоя фибerglassовыми анкерами, проводят усиление конструкций зданий и их фундаментов, устраивают защитные экраны, производят физико-химическое закрепление грунта и т.д. [4]. Все это приводит к существенному удлинению сроков и повышению стоимости строительства [1]. В связи с этим возникает необходимость повышения эффективности защитных мероприятий.

Для снижения оседаний земной поверхности и ее выравнивания часто применяют компенсационное нагнетание раствора в грунтовый массив между фундаментами подрабатываемых зданий и тоннелем [5].

Успешный опыт применения компенсационного нагнетания имеется в различных странах в Великобритании, Австрии, Германии, Португалии, США, Канаде и др. [1, 4, 5, 6, 7]. Работы по компенсационному нагнетанию проводились при строительстве двух подземных линий метрополитена в г. Лиссабоне (Португалия) [7]. Данную технологию использовали и при строительстве двух параллельных однопутных перегонных тоннеля метрополитена в г. Балтиморе (США) [4, 5].

Результаты оценки эффективности рассматриваемой технологии на основе технико-экономического сравнения компенсационного нагнетания с другими специальными методами укрепления и стабилизации грунтового массива (химическое закрепление, замораживание, цементация) приведены в работе [8]. Применение компенсационного нагнетания требует меньших затрат по сравнению с химическим закреплением – на 25-30%, замораживанием – на 35-40%, цементацией – на 30-35%.

Существует два варианта проведения компенсационного нагнетания с поверхности земли или из существующих, или вновь устраиваемых подземных выработок (шахтных стволов, камер, котлованов), забуривая вертикальные, горизонтальные или наклонные скважины, либо погружая в грунт специальные иньекторы (рис. 1). Это не требует вскрытия дневной поверхности земли, не нарушает условия городского движения и минимизирует деформации грунтового массива.

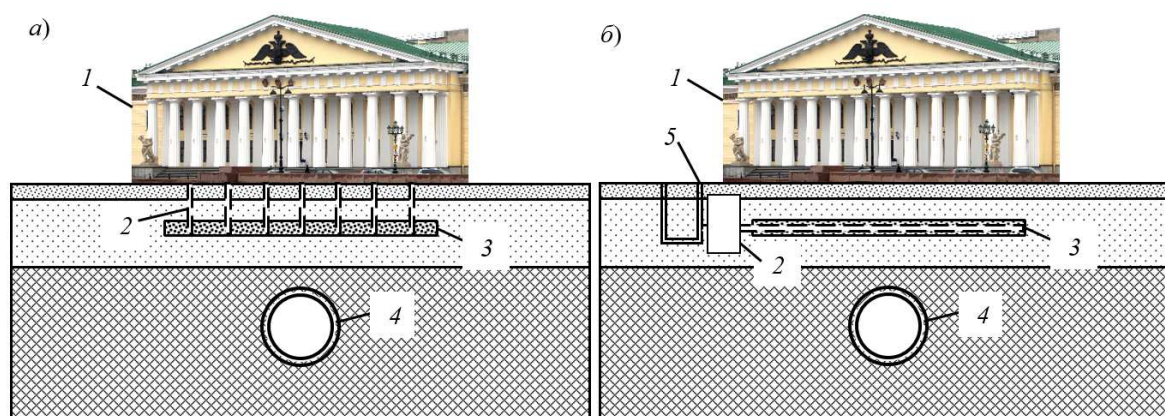


Рис. 1. Схема компенсационного нагнетания с поверхности земли (а) и из шахтного ствола (б):

1 – защищаемое здание; 2 - скважины для нагнетания; 3 - зона нагнетания; 4 - тоннель;
5 - шахтный ствол

Основным критерием выбора варианта является удобство (возможность) его реализации в каждом конкретном случае. В виду этого, в данной работе они не сравнивались.

Эффективность компенсационного нагнетания очень сильно зависит от момента его проведения. График изменения максимальной величины оседания и поднятия поверхности земли в зависимости от изменения объема нагнетания во время (Model 1) и после (Model 2) проходки тоннеля показан на рисунке ниже (рис. 2). Как правило, на практике применяется второй вариант (Model 2). Компенсационное нагнетание производят только после оседания здания или сооружения. Однако, как видно из построенных кривых, проведение компенсационного нагнетания наиболее эффективно в момент проведения тоннеля (Model 1), до того, как успели реализоваться деформации вмещающего массива. Таким образом, необходимо согласовывать работы по проходке тоннеля и проведению компенсационного нагнетания.

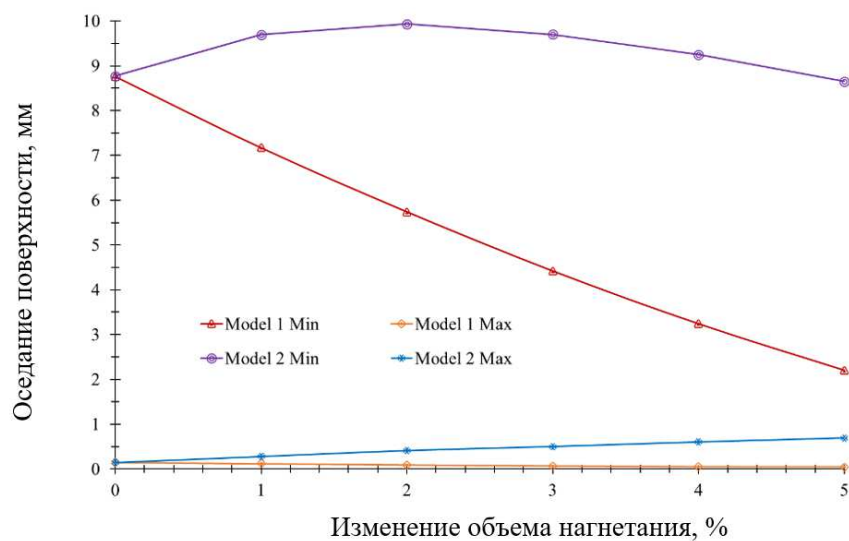


Рис. 2. График изменения максимальной величины оседания и поднятия поверхности земли в зависимости от изменения объема нагнетания во время (Model 1) и после (Model 2) проходки тоннеля: Model up – поднятие поверхности земли; Model down – оседание поверхности земли

Для проведения нагнетания одновременно с подвиганием забоя тоннеля, недостаточно ограничиваться только геодезическими наблюдениями за оседаниями поверхности, требуется также контролировать деформации вмещающего грунта вблизи тоннеля [9]. Это позволит своевременно проводить нагнетание, ограничив оседания земной поверхности и деформации зданий и сооружений, тем самым достигнув максимальной эффективности. Для этого используют автоматизированные следящие системы, включающие электронную контрольно-измерительную аппаратуру и современную компьютерную технику.

В настоящее время для определения параметров компенсационного нагнетания используют опытные работы в натуральных условиях, а также широко применяют численные методы расчета, в основном метод конечных элементов [10, 11].

Моделирование проводилось в плоской постановке с использованием программного комплекса Plaxis 2D. Численные эксперименты были направлены на выявление закономерностей оседания земной поверхности при изменении различных условий: глубины заложения тоннеля, величины изменения объема нагнетаемого раствора, расстояния между зоной нагнетания и сводом тоннеля, шириной зоны нагнетания.

Приняты следующие геометрические размеры модели: ширина 500 м, высота 60 м (рис. 3). Запрещены перемещения низа по оси Y и боков модели по оси X.

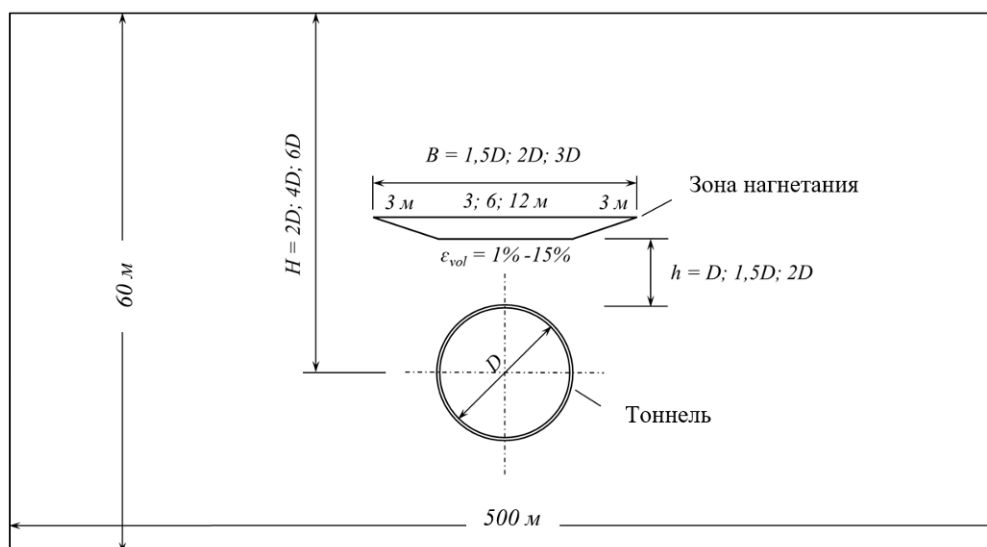


Рис. 3. Схема модели для численных экспериментов

В названии моделей зашифрованы их основные отличительные параметры. Первая буква H и цифра обозначает глубину заложения, вторая буква h и цифра – расстояние между зоной нагнетания и сводом тоннеля, третья буква b и цифра – ширину зоны нагнетания. Все параметры даны в диаметрах тоннеля D , который принят равным 6 м. Последняя буква V и число показывают величину изменения объема нагнетаемого раствора в % (диапазон от 1 до 15%). Отличительные параметры численных моделей приведены в таблице ниже (таблица 1).

Таблица 1. Отличительные параметры численных моделей

H	Глубина, м	h	Расстояние, м	B	Ширина, м
$6D$	36	$1D$	6	$1,5D$	9
$4D$	24	$1,5D$	9	$2D$	12
$2D$	12	$2D$	12	$3D$	18

$V = 1, 3, 5, 7, 10, 15 \%$ (в некоторых случаях использованы промежуточные значения)

В качестве вмещающего грунта была приняты глинистые грунты наиболее характерные для Санкт-Петербурга [12].

В численных экспериментах нагнетание моделировалось одновременно с проходкой тоннеля.

На рисунках ниже представлены графики изменения оседания и поднятия земной поверхности в зависимости от изменения объема нагнетания для трех вариантов ширины зоны нагнетания и трех вариантов ее расположения над сводом тоннеля, расположенного на глубине 24 м (рис. 4).

При увеличении объема нагнетания раствора помимо положительного эффекта – снижения оседаний земной поверхности над тоннелем, наблюдается также негативный эффект – поднятие земной поверхности на удалении 15-20 м от оси тоннеля. Построенные графики позволяют на пересечении кривых оседания и поднятия соответствующих моделей находить оптимальный объем нагнетания.

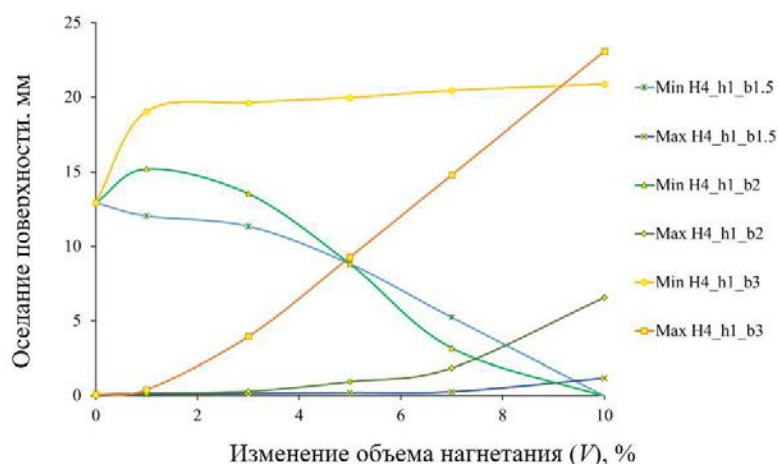


Рис. 4. Графики изменения максимальной величины оседания и поднятия поверхности земли в зависимости от изменения объема нагнетания для трех вариантов ширины зоны нагнетания (зона нагнетания расположена на расстоянии 6 м (1D) от свода тоннеля, глубина заложения тоннеля 24 м (4D)):

Min – оседание поверхности земли; Max – поднятие поверхности земли

Большая ширина зоны нагнетания раствора (3D), не зависимо от ее расположения относительно свода тоннеля дает обратный эффект компенсационного нагнетания и приводит к значительному увеличению оседания земной поверхности (рис. 4, кривая оседания H4_h1-2_b3). Это можно объяснить существенным увеличением веса толщи при закачке раствора, так как его плотность выше плотности окружающего грунта. При этом увеличение давления нагнетания оказывает негативное воздействие на деформацию обделки тоннеля, что также вызывает увеличение оседаний земной поверхности. Таким образом можно сделать вывод о неэффективности использования компенсационной зоны слишком большой ширины (3D).

Кривые для зон шириной 1,5D и 2D (b1.5 и b2) показывают примерно одинаковое снижение оседаний поверхности (при объеме 5 и 10 % они даже пересекаются). Однако, небольшой объем нагнетания (1-2 %) приводит к дополнительному оседанию земной поверхности, которое можно объяснить увеличением веса компенсационной зоны из-за большей плотности тампонажного раствора. Кроме того, кривая (b2) демонстрирует значительное поднятие земной поверхности до 7 мм.

Анализ кривых графика (рис. 4) показывает, что для расположения зоны нагнетания на расстоянии 6 м (1D) от свода тоннеля наиболее эффективным будет объем нагнетания для ширины зоны 1,5D – 9,5 %, при этом уровень оседания поверхности снизится в 10 раз до величины около 1 мм, для ширины зоны 2D – 7,5 %, при этом уровень оседания поверхности снизится в 5 раз до величины около 2,5 мм. Можно также отметить, что объем раствора для нагнетания во втором случае больше в 1,5 раза, чем в первом.

При расположении зоны нагнетания на расстоянии 9 м (1.5D) от свода тоннеля для ширины зоны 1,5D (b1.5) наиболее эффективным будет объем нагнетания 12 %, при этом уровень оседания поверхности снизится не существенно. Таким образом, можно констатировать не эффективность ширины зоны 1,5D. Для модели _b2 наиболее эффективным будет объем нагнетания 8 %, который позволит снизить оседания земной поверхности всего на 30% до величины около 8,5 мм.

При расположении зоны нагнетания на расстоянии 12 м (2D) от свода тоннеля для ширины зоны 1,5D наиболее эффективным будет объем нагнетания – 10 %, при этом уровень оседания поверхности снизится на 30 % до величины 8,8 мм, для ширины зоны 2D – 7 %, при этом уровень оседания поверхности снизится также на 30 % до ве-

личины 8,8 мм. Оба варианта показывают примерно одинаковый результат, однако объем раствора для нагнетания во втором случае больше в 1,5 раза, чем в первом.

На рисунках ниже представлены изменения максимальной величины оседания и поднятия поверхности земли в зависимости от изменения объема нагнетания для трех вариантов расположения зоны нагнетания от свода тоннеля на расстоянии 6, 9, 12 м (h1, h1,5, h2) (рис. 5).

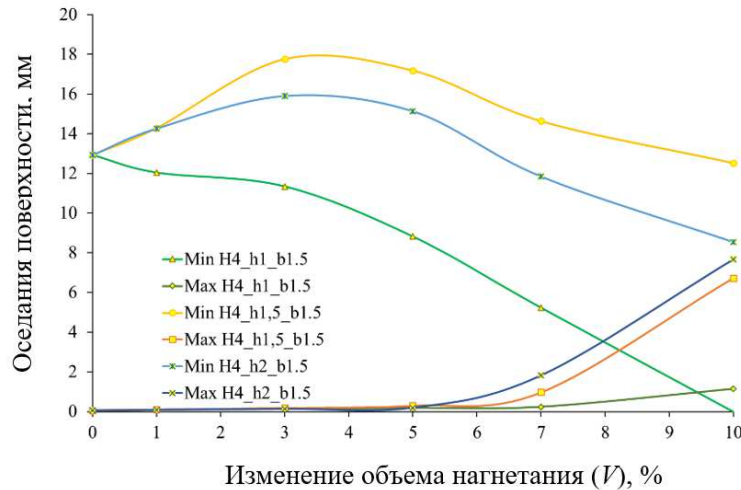


Рис. 5. Графики изменения максимальной величины оседания и поднятия поверхности земли в зависимости от изменения объема нагнетания для трех вариантов расположения зоны нагнетания от свода тоннеля (на расстоянии 6, 9, 12 м) (ширина зоны нагнетания 9 м (1.5D), глубина заложения тоннеля 24 м (4D)):

Min – оседание поверхности земли; Max – поднятие поверхности земли

Анализ кривых графика (рис. 5) показывает, что при ширине компенсационной зоны 9 м (1,5D) наиболее эффективным будет вариант с расположением зоны нагнетания от свода тоннеля на расстоянии 6 м (h1). Величина оседания поверхности снизится в 10 раз до 1 мм. Вариант с расстоянием 12 м (h2) показывает более низкую эффективность компенсационных мероприятий. Величина оседания поверхности снизится всего на 30 %. Вариант с расстоянием 9 м (h1,5) практически не влияет на оседания поверхности.

При ширине компенсационной зоны 12 м (2D) наиболее эффективным будет также вариант с расположением зоны нагнетания от свода тоннеля на расстоянии 6 м (h1). Варианты (h1,5 и h2) показывают примерно одинаковые результаты – оседания земной поверхности снижаются на 30 % до величины 8,8 мм. При это объем нагнетания для варианта (h1,5) будет больше. Это можно объяснить тем, что при варианте (h2) компенсационная зона расположена ближе к поверхности и потребует меньшего давления тампонажного раствора.

При слишком большой ширине зоны компенсационного нагнетания, из-за увеличения веса грунта, независимо от расположения зоны нагнетания относительно свода тоннеля, компенсационные мероприятия будут не эффективными.

Анализ полученных результатов показывает, что при проведении компенсационных мероприятий расстояние, на котором расположена зона нагнетания относительно свода тоннеля имеет большое значение. Наиболее эффективным является близкое ее расположение к проводимому тоннелю.

По результатам моделирования построены графики деформации земной поверхности для разных параметров моделей, которые приведены на рисунке ниже (рис. 6).

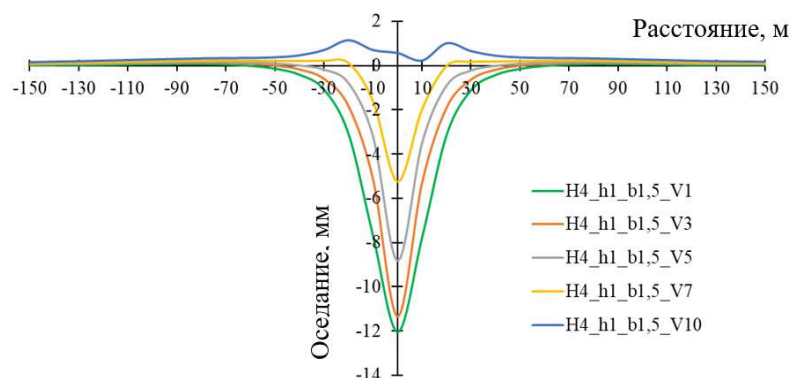


Рис. 6. Графики смещения поверхности земли в зависимости от изменения объема нагнетания (V, %) для расположения зоны нагнетания на расстоянии 6 м (2D) от свода тоннеля и ширины зоны нагнетания 9 м (1,5D) (глубина заложения тоннеля 24 м (4D))

Подводя итоги проведенным исследованиям можно отметить, что компенсационное нагнетание необходимо выполнять во время проведения тоннеля, до выхода деформаций вмещающего грунта на поверхность. После проведения тоннеля, когда наблюдается оседание поверхности эффективность нагнетания существенно ниже.

Изменение ширины зоны нагнетания оказывает существенное влияние на эффективность. При очень большой зоне нагнетания равной 3D (18 м) вместо уменьшения оседаний поверхности земли наблюдается обратная картина. Существенное увеличение объема нагнетания до 15% картины не меняет. Изменение расположения зоны нагнетания относительно свода тоннеля в этом случае также не дает положительного эффекта. Объяснить это можно увеличением объемного веса зоны нагнетания, которая пригружает вмещающий грунт. Таким образом, можно сделать вывод о необходимости правильного выбора размеров зоны нагнетания.

Одинаковые результаты наблюдаются при расположении зоны нагнетания относительно свода тоннеля на расстоянии 6 м для ее ширины 9 и 12 м. При увеличении расстояния между зоной нагнетания и тоннелем с 6 до 12 м эффективность снижения оседаний земной поверхности для ширины зоны 1,5D (9 м) падает до 30%. Причем, здесь худшие результаты наблюдаются на расстоянии 9 м. Это можно объяснить достаточно большой удаленностью и от тоннеля, и от поверхности земли. Объемы зоны нагнетания оказываются недостаточно для предотвращения оседаний земной поверхности. Однако, на этом расстоянии хорошие показатели имеет зона с шириной 2D (12 м). Таким образом, видна зависимость между шириной зоны и ее расположением относительно свода тоннеля.

При более глубоком расположении тоннеля требуется больший объем нагнетаемого раствора при прочих равных условиях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Маковский Л.В. Городские подземные транспортные сооружения. - М: Стройиздат, 1985. - 439 с.
2. Demenkov P. A., Trushko O. V., Potseshkovskaya I. V., Numerical experiments on the modeling of compensatory injection for the protection of buildings during tunneling / ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, № 23, V 13, 2018. С 9161 - 9169.
3. Protosenya A.G., Demenkov P.A., Belyakov N.A. The method of determining the rational tunnel face pressure based on prediction of stress-strain state of "soil-lining" system in the bottomhole zone of the tunnel during the tunneling operation using TBMC / International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET), № 11, V 8, 2017. pp. 1181 - 1191.

4. Маковский Л.В., Чеботарев С.В., Сула Н.А. Инновационные конструктивно-технологические решения в транспортном тоннелестроении. Обзорная информация. // Федеральное дорожное агентство. – М.: ФГУП "Информавтодор" № 1, 2005. 97 с.
5. Общая геотехническая концепция строительства тоннеля в Лефортово (Москва) и мероприятия по защите исторических зданий от деформаций / С.Ф. Панкина, В.В. Чеботаев, В.Л. Ильичев и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1998. - № 2. С. 17-21.
6. World Tunnelling and Subsurface Excavation. - 1994. - 7, № 8. - P. 65-68.
7. Мэйр Р., Хаит Д. Технология компенсирующего инъецирования растворов в грунт // Дайджест зарубеж. информ. - М: Информ.-издат. центр «ТИМР». - 1995. - № 2. - С. 43-45.
8. Кравченко В.В. Эффективные технологические параметры компенсационного нагнетания в тоннелестроении: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11 / Кравченко Виктор Валерьевич СПб., 2010. 143 с.
9. Богданов В.В. Комплексный геотехнический мониторинг при устройстве котлована в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // Известия Петербургского университета путей сообщения. – СПб.: Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 2009. – Вып. 2 (19), с. 110-119.
10. Протосеня А. Г., Очуров В. И., Карасев М. А. Introduction of the method of finite-discrete elements into the Abaqus/Explicit software complex for modeling deformation and fracture of rocks / EasternEuropean Journal of Enterprise Technologies, № 6, Т 7, 2017. С 11 - 18.
11. Протосеня А.Г., Вербилло П.Э., Изучение прочности на сжатие трещиноватого горного массива // Записки горного института, № 223, Т, 2017. С 51 - 57.
12. Dashko R. E., Karpova Y. A. Engineering geology and geotechnics of fractured clays as building base and surrounding medium (by the example as clayey bedrocks in Saint-Petersburg). // Bulgaria: SGEM , Т 3, 2016. pp. 85 - 92.

УДК 624.016

АНАЛИЗ СВАЙНОЙ КРЕПИ КОТЛОВАНА С ТРЕМЯ ЯРУСАМИ ВОСХОДЯЩИХ АНКЕРОВ И ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ НА ПРИЗМЕ ОБРУШЕНИЯ В РЕЖИМЕ ВЕРОЯТНОСТНОГО СТАТИСТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

ВИКУЛОВ В. М.¹

¹ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

Аннотация. В рамках исследований конструкций анкерных усилений ограждений котлованов, обосновывается целесообразность применения конструкций восходящих анкеров. Рациональность применения, которых обусловлена в первую очередь повышением устойчивости и несущей способности ограждения, обеспечением визуального контроля состояния узлов крепления каждого анкера, последующим извлечением анкерных тяг и возможностью их неоднократного использования. Внедрение восходящих анкеров обеспечивает развитие более эффективных безопасных и высокотехнологичных производственных процессов при возведении городских подземных сооружений открытым способом.

Анализ многоярусной восстающей анкерной крепи котлована реализуется в режиме вероятностного статистического моделирования сложившейся геотехнологической ситуации, на основе метода «Монте-Карло». Множественная реализация модели позволяет исследовать вероятностные аспекты устойчивости призм обрушения, получить рациональные параметры свайных ограждений при различных углах установки восходящих конструкций анкеров.

Ключевые слова: анкерная крепь, конструкция восходящего анкера, активные и пассивные анкера, ограждающая система, призма обрушения, оптимальное значение угла подъема восходящего анкера, статистическая модель, корреляционный анализ.

ANALYSIS OF PILED FIXTURE IS KITTENED WITH THREE TILES OF ASCENDING ANCHORS AND VERTICAL LOADING BY PRISM OF DROP IN THE MODE OF PROBABLE STATISTICAL MODELING

VIKULOV VLADIMIR MIHAJLOVICH¹

¹Ural state mining University

Abstract. In the framework of studies of structures of anchoring reinforcement pits fences, justified the feasibility of using structures ascending anchors. Rationality of use, which is primarily due to the increased stability and bearing capacity of the fence, providing visual monitoring of the state of attachment points of each anchor, the subsequent extraction of anchor rods and the possibility of their repeated use. The introduction of ascending anchors ensures the development of more efficient, safe and high-tech manufacturing processes during the construction of urban underground structures in an open way.

Analysis of the multi-tiered rising anchor lining of the pit is implemented in the mode of probabilistic statistical modeling of the current geotechnological situation, based on the Monte Carlo method. Multiple implementation of the model makes it possible to investigate probabilistic aspects of the stability of collapse prisms, to obtain rational parameters of pile fences at various installation angles of the ascending anchor structures.

Key words: roof bolting, ascending anchor design, active and passive anchors, enclosing system, collapse prism, optimum ascent angle of ascending anchor, statistical model, correlation analysis.

Анализ свайного ограждения котлована с тремя ярусами восходящих анкерных конструкций с вертикальной нагрузкой на призме обрушения в неоднородном массиве грунтов выполняется, опираясь на нормативные положения [4] и методические рекомендации, разработанные на кафедре шахтного строительства [1].

Процесс геотехнологического анализа свайной крепи с тремя ярусами восходящих анкеров, для неоднородного массива грунта, предварительно реализуется в прикладной программе инженерно - аналитического моделирования, предусматривающей вариативное проектирование геотехнологической ситуации на основе традиционных детерминированных решений. Расчетная схема геотехнологического анализа представлена на рис. 1. В качестве объекта исследований рассматривается ограждающая конструктивная система котлована при строительстве подземного двухуровневого автопаркинга в г. Екатеринбурге. Характеристики ИГЭ и мощности их слоев представлены в таблице 1.

Таблица 1. Характеристики грунтов

№ ИГЭ	γ , кН/м ³	φ , °	c , МПа	h , м
1	19,5	30	0,011	4.8
2	27,9	44	0,020	7,2

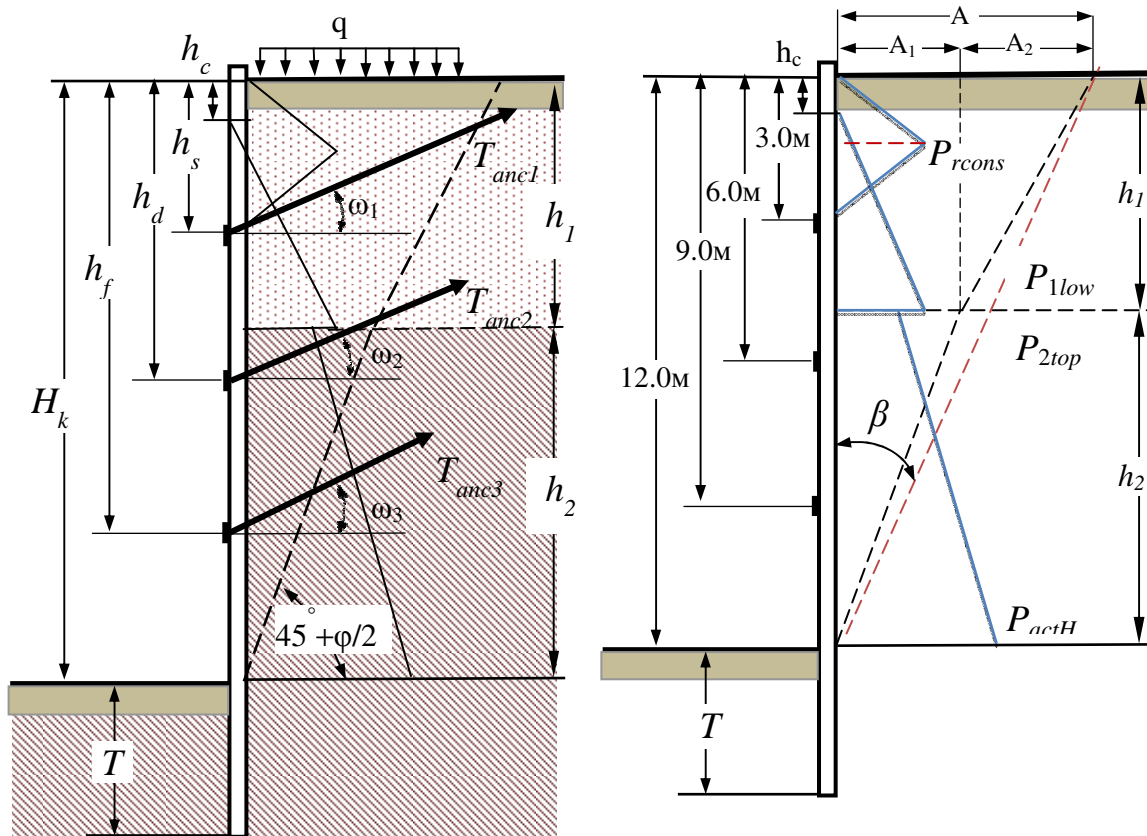


Рис. 1 Расчетные схемы свайного ограждения усиленного тремя ярусами восходящих анкеров: а – схема нагружения свайно-анкерного ограждения; б – схема к расчету ординат активного давления, веса призмы обрушения и угла наклона плоскости скольжения относительно вертикали

Отчетный текстовый файл отражает исходные параметры, ход анализа, введение корректировок в операторы программы и результаты анализа. Изложенные материалы, приводится далее отчетным текстовым файлом.

Отчетный текстовый файл

РАСЧЕТ СВАЙНОЙ КРЕПИ КОТЛОВАНА С ТРЕМЯ ЯРУСАМИ АКТИВНЫХ АНКЕРОВ С ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКОЙ В НЕОДНОРОДНОМ МАССИВЕ ГРУНТА

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ:

УДЕЛЬНЫЙ ВЕС ГРУНТА, КН/М³, GM1= 19.5
 УГОЛ ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ, РАД, FI1= .5235984 (30 ГРАДУСОВ)
 СЦЕПЛЕНИЕ, МПА, C1= .011
 УДЕЛЬНЫЙ ВЕС ГРУНТА, КН/М³, GM2= 27.9
 УГОЛ ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ, РАД, FI2= .7679443 (44 ГРАДУСА)
 СЦЕПЛЕНИЕ, МПА, C2= .02
 ВЫСОТА ПЕРВОГО СЛОЯ ГРУНТА, М, HG1= 4.8
 РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ДОСКИ ЗАКЛАДНОГО КРЕПЛЕНИЯ ИЗГИБУ, МПА, RUT= 15
 ТОЛЩИНА ДОСКИ ЗАКЛАДНОГО КРЕПЛЕНИЯ, М, DLT= .08

РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ СТАЛИ НА ИЗГИБ, МПА, RUC= 240
УГОЛ НАКЛОНА АНКЕРА К ГОРИЗОНТУ, РАД, ОМЕ=-.4014254 (-26 ГРАДУСА)
КОЭФФИЦИЕНТ ЗАПАСА УСТОЙЧИВОСТИ, NZ= 1.2
КОЭФФИЦИЕНТ НАДЕЖНОСТИ ПО НАГРУЗКЕ, GMF= 1.2
КОЭФФИЦИЕНТ ПРОПОРЦИОНАЛЬНОСТИ ДЛЯ ГРУНТА, КН/М⁴, КС= 8000
МОДУЛЬ УПРУГОСТИ СТАЛИ, МПА, EU= 210000
ГЛУБИНА ЗАДЕЛКИ СВАИ, М, Т= 4
НАГРУЗКА НА БЕРМУ, КН, Q= 33
ГЛУБИНА КОТЛОВАНА, М, НК= 12
ГЛУБИНА ПЕРВОГО ЯРУСА АНКЕРОВ, М, НКТ= 3
ГЛУБИНА ВТОРОГО ЯРУСА АНКЕРОВ, М, НКТ2= 6
ГЛУБИНА ТРЕТЕГО ЯРУСА АНКЕРОВ, М, НКТ3= 9

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

(после корректировки горизонтальных проекций усилий в анкерах)

ГЛУБИНА ЗАДЕЛКИ СВАИ, М, Т= 3.6
ПРОЛЕТ ДОСКИ ЗАКЛАДНОГО КРЕПЛЕНИЯ, М, L= 1.8
ТОЛЩИНА ДОСКИ ЗАКЛАДНОГО КРЕПЛЕНИЯ, М, DLT= 0.08
УСИЛИЯ В АНКЕРАХ, КН
TANK1= 199.4089 TANK2= 94.08897 TANK3= 213.6903
R1= 270 R2= 130 R3= 290
МАКСИМАЛЬНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В СВАЕ, КН*М, M= 482.6588
МАКСИМАЛЬНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ НИЖЕ ДНА КОТЛОВАНА, КН*М,
MMAH=-178.0612
RUC= 240 СОПРОТИВЛЕНИЕ СВАИ ИЗГИБУ: MW1= 237.1788 MW2=-87.49937
W В СМ³= 2035 JI В СМ⁴= 55962 BS В ММ= 180
ИНТЕНСИВНОСТЬ ДАВЛЕНИЯ СВАИ НА ГРУНТ НА ГЛУБИНЕ Z=T, МПА, SD=
0.9636273
ПРЕДЕЛЬНАЯ ИНТЕНСИВНОСТЬ ДАВЛЕНИЯ СВАИ НА ГРУНТ НА ГЛУБИНЕ
Z=T, МПА, SPR1= 2.288987
ИНТЕНСИВНОСТЬ ДАВЛЕНИЯ СВАИ НА ГРУНТ НА ГЛУБИНЕ Z=T/3 МПА,
STD3=-0.371621
ПРЕДЕЛЬНАЯ ИНТЕНСИВНОСТЬ ДАВЛЕНИЯ СВАИ НА ГРУНТ НА ГЛУБИНЕ
Z=T/3, МПА, SPR2= 0.6825901

КОЭФФИЦИЕНТЫ ЗАПАСА ОГРАЖДЕНИЯ:

MW1/RUC= 1.011895 MW2/RUC= 2.742877 SPR1/SD= 2.375386 SPR2/STD3= 1.836791
R1= 270 R2= 130 R3= 290
R1H= 179.2276 R2H= 84.56662 R3H= 192.0636
ТИП АНКЕРА1-АКТИВНЫЙ
ТИП АНКЕРА2-АКТИВНЫЙ
ТИП АНКЕРА3-АКТИВНЫЙ
КОЭФФИЦИЕНТ ЗАПАСА НА СДВИГ ПО ПОВЕРХНОСТИ СКОЛЬЖЕНИЯ
ПРИЗМЫ ОБРУШЕНИЯ, NZK= 1.527298
TANK1= 300.4025 TANK2= 144.6382 TANK3= 322.6545
РАСЧЕТ ПО ДЕТЕРМИНИРОВАННЫМ ПАРАМЕТРАМ ЗАКОНЧЕН

По результатам выполненного анализа на рис. 2 приведены эпюры изгибающих моментов по всей высоте сваи и эпюры интенсивности давления сваи на грунт ниже дна котлована.

Максимальные изгибающие моменты для свай в уровне и ниже дна котлована при действии пассивных усилий в анкерах достигают значений 1555.164 кН·м и 1692.572 кН·м соответственно, что в свою очередь, для обеспечения осевого момента сопротивления $W_x = 6761,9 \text{ см}^3$, требует назначения широкополочных двутавровых свай с профилем №70 ШЗ.

Тогда как, при дальнейшей активации усилий, в анкерах, максимальный изгибающий момент $M_{\max} = 483 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (см. рис.2) наблюдается на уровне нижнего яруса анкеров, а изгибающие моменты для свай в уровне и ниже дна котлована приобретают наиболее благоприятные значения: 172 кН·м и 179.0 кН·м соответственно.

Таким образом, наиболее эффективным выглядит назначение нормальных двутавровых свай с профилем №55Б, при обеспеченности осевого момента сопротивления для сечения сваи $W_x = 2035 \text{ см}^3$.

Таким образом, целесообразность перехода на активизацию усилий в анкерах восходящей конструкции, безусловно, следует признать достигнутой и подтвержденной дополнительным запасом устойчивости на сдвиг призмы обрушения по поверхности скольжения.

Завершая геотехнологический анализ восходящей многоярусной конструкции анкерной крепи для неоднородного массива грунта следует отметить: дефиниция «Расчет по детерминированным параметрам закончен», что означает наличие определенной границы применимости инженерно-аналитического моделирования, основанного на детерминированном расчете и, следовательно, разработанные модели свайно-анкерных ограждений подготовлены к переходу на прогрессивный имитационный метод оценки выдвигаемых гипотез.

Постановка задачи

Использование вероятностных моделей – наиболее плодотворный путь изучения геотехнических объектов. Основным инструментом такого моделирования является «метод Монте-Карло». Согласно классическому определению – это численный метод решения математических задач при моделировании случайных величин.

Особенную эффективность данный метод находит при исследовании аспектов направленных на обеспечение надежности вскрытия котлованов с вертикальными стенами в условиях городских застроек, ход, которого определяется множеством случайных независимых факторов, учесть которые в единой детерминированной модели не представляется возможным.

Параметры физических процессов в горном деле имеют самые разные законы распределения. Поэтому задачей генерации случайных чисел является получение значений параметров с заданными характеристиками вероятностного закона их распределения [2].

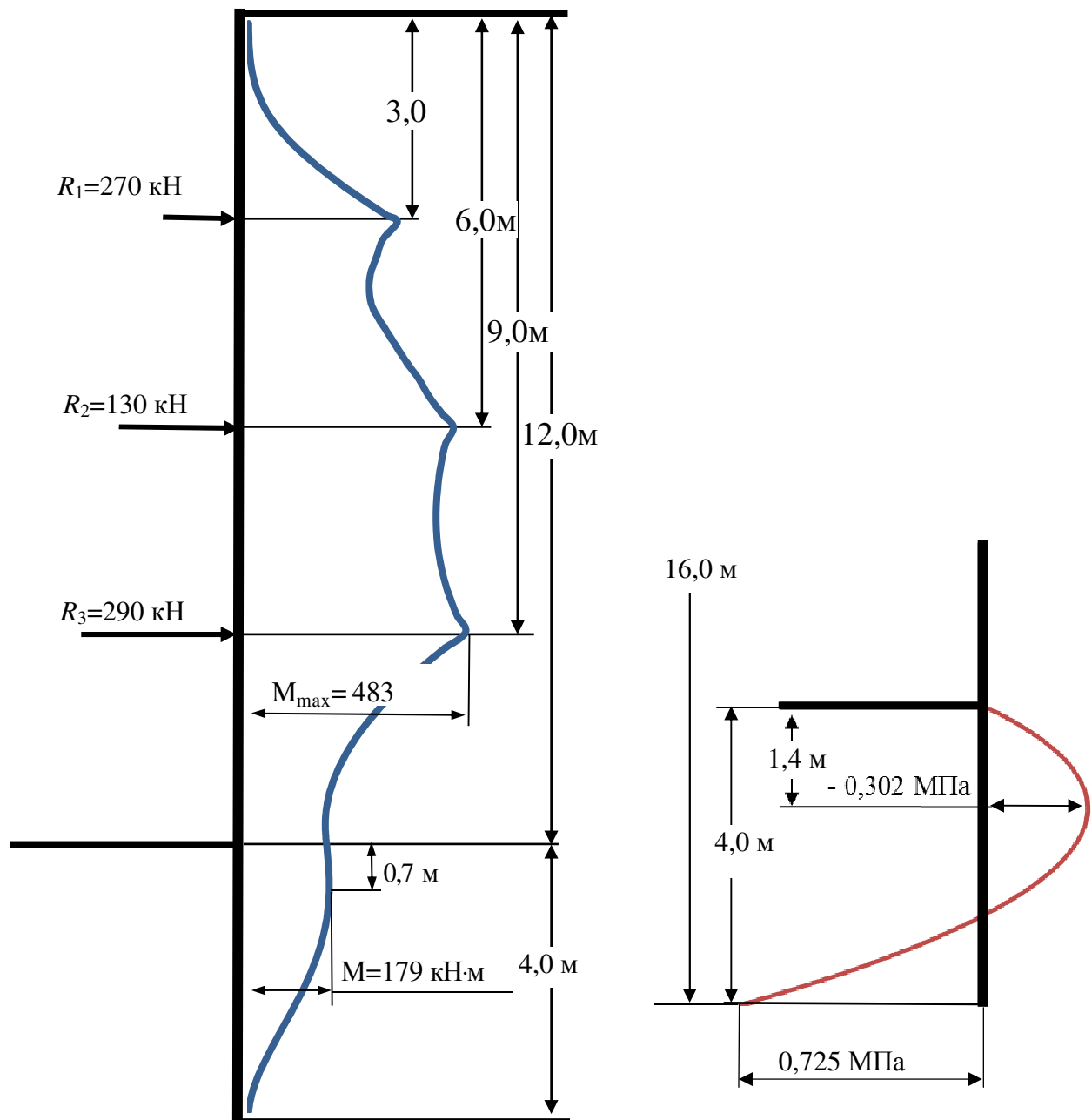


Рис. 2. Эпюры изгибающих моментов по всей высоте сваи и эпюры интенсивности давления сваи на грунт ниже дна котлована, при действии активированных усилий в анкерах, а – эпюра изгибающих моментов; б – эпюра интенсивности давления сваи на грунт

Наиболее предпочтительные из них для решаемой задачи:

Нормальное распределение

Одним из наиболее широко применяемых и достаточно полно изученных является нормальный закон распределения непрерывной случайной величины. Дифференциальная функция для нормального закона распределения:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x_i - a)^2}{2S^2}\right], \quad (1)$$

где a – истинное значение измеряемой величина, оценкой которого является среднее арифметическое значение;

S – среднее квадратическое отклонение.

Интегральная функция распределения:

$$F(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(x_i - a)^2}{2S^2}\right] \cdot dx. \quad (2)$$

Мода и медиана распределения совпадают по величине со средним арифметическим, а асимметрия и эксцесс равны нулю.

Генерация случайных чисел:

$$X_n = \left(\sum_{i=1}^{12} r_i - 6 \right) S + a. \quad (3)$$

Достаточно часто, например, при воздействии на измеряемую величину некоторого односторонне действующего фактора, наблюдается значительная асимметрия распределения опытных данных. При этом наиболее точно нормальным распределением описывается не сама измеряемая величина, а ее логарифм. В этом случае имеет место **логарифмически нормальное распределение**.

Генерация случайных чисел:

$$X_{ln} = \exp(X_{ni} S + a), \quad (4)$$

где X_{ni} – нормально распределенное случайное число.

Распределение Вейбулла

Данное распределение является наиболее универсальным, поскольку может описывать данные с любым типом асимметрии, в том числе, и распределенные нормально. В общем случае интегральная функция распределения Вейбулла записывается в виде:

$$F(x) = \begin{cases} 1 - \exp\left[-\frac{x^\beta}{\alpha}\right] & \text{при } x \geq 0; \\ 0 & \text{при } x < 0. \end{cases} \quad (5)$$

Плотность вероятности (дифференциальная функция):

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\beta}{\alpha} x^{\beta-1} \exp\left[-\frac{x^\beta}{\alpha}\right] & \text{при } x \geq 0; \\ 0 & \text{при } x < 0. \end{cases} \quad (6)$$

Для описания экспериментальных данных интегральную функцию Вейбулла (5) удобно записывать в виде:

$$F(x) = \begin{cases} 1 - \exp\left[-\left(\frac{b x_i}{\bar{X}}\right)^m\right] & \text{при } x \geq 0; \\ 0 & \text{при } x < 0. \end{cases} \quad (7)$$

где \bar{X} - среднее арифметическое; b и m – параметры распределения.

Генерация случайных чисел:

$$X_v = [-\alpha \ln(1 - r_i)]^{1/\beta}. \quad (8)$$

Для перехода к уравнению (3.10) нужно представить: $\beta = m$;

$$\alpha = (b/X_{\text{ср}})^{\beta}.$$

Экспоненциальное распределение

Данное распределение широко используется в теории надежности. В частности, оно описывает вероятность безотказной работы механизмов и систем. Дифференциальная функция:

$$f(x) = \lambda \exp(-\lambda x). \quad (9)$$

Функция является непрерывно убывающей и зависит от единственного параметра λ , который можно рассматривать как интенсивность отказов за время работы системы $x = t$. Важным свойством распределения является равенство среднего арифметического и среднего квадратического отклонения:

$$\bar{X} = S = 1/\lambda \quad (10)$$

Интегральная функция распределения:

$$F(x) = 1 - \exp(-\lambda x). \quad (11)$$

Иногда данное распределение называют показательным распределением.

Генерация случайных чисел:

$$X_e = -(1/\lambda) \ln(1 - r_i). \quad (12)$$

Таким образом, метод Монте-Карло позволяет моделировать любой процесс, на протекание которого влияют случайные факторы.

Формирование статистической модели

Для составления статистической имитационной модели необходимо определить исходные данные, варьируемые параметры, математические основы модели (расчетные формулы) и выходные данные.

Представленным процессом статистического моделирования на основе метода Монте-Карло, предусматривается осуществить вероятностный анализ объекта прогнозирования, руководствуясь принципом системности анализа [2].

Применительно к задачам исследования вопросов работоспособности и надежности восходящей анкерной конструкции, это означает установление взаимосвязи прогнозируемых параметров анкерной крепи в конкретном процессе обеспечения устойчивости свайного ограждения, безаварийности и безопасности горностроительных работ.

В соответствии с расчетной схемой свайно-анкерного ограждения (см. рис. 1) сформировано окно ввода исходных данных (рис. 3). Здесь варьируемыми параметрами являются свойства слоев грунта, формирующих выработку, в данном случае котлован. По результатам лабораторных исследований установлено, что удельный вес, сцепление и угол внутреннего трения грунтов имеют нормальное распределение – уравнение (1). В соответствии с установленными параметрами этих распределений в модели осуществляется генерирование их случайных значений с помощью уравнения (3). Для это-

го в модель вводятся средние значения и коэффициенты вариации показателей. На основе уравнений модели [3], указанных входных данных сформирована математическая основа модели.

Опыт показывает, что в ряде случаев распределение прочностных характеристик грунтов могут отличаться от нормального распределения.

В этих случаях генерация производится по установленным параметрам уравнения Вейбулла (6 – 8).

	A	B	C	D	E	F
1	Ввод исходных данных					
2	Расчет свайной крепи котлована с тремя ярусами					
3	активных анкеров с внешней нагрузкой					
4	в неоднородном массиве грунта					
5	Характеристики и исходные параметры					
6						
7	Глубина котлована, м	12				
8		Слой 1		Слой 2		
9	Мощность слоев, м	4,8	7,2	К.вар, %		
10	Удельный вес, кН/м ³	19,5	27,9	5		
11	Угол внутреннего трения, град.	30	44	8		
12	Сцепление, кПа	11	20	15		
13		1		2		3
14	Глубина установки анкеров, м	3	6	9		
15	Углы восстания анкеров, град	30	23	23		
16	Внешняя нагрузка на призме обрушения, кН/м ²	33				
17						
18	Толщина доски забирки, м	0,08				
19	Расчетное сопротивление доски забирки на изгиб, МПа	15				
20	Расчетное сопротивление стали на изгиб, МПа	240				
21						
22						
23						
24						

Рис. 3. Окно ввода исходных данных

Реализация модели

Результаты реализации модели показаны на рис. 4. Здесь же фиксируются основные результаты промежуточных вычислений.

Розыгрыш модели осуществлялся при изменении свойств грунтов в следующем интервале значений.

- удельный вес: 15 – 30 кН/м³;
- угол внутреннего трения: 15 – 45 град;
- сцепление: 0,01 – 0,2 МПа.

Задачами анализа экспериментальных опытных данных являются:

1. Установление закономерностей изменения характеристик системы при различных исходных данных.
2. Определение оптимальных параметров свайных ограждений при данных горно-геологических условиях.
3. Установление зависимости между параметрами анкерной крепи и данными горно-геологическими условиями.

Таким образом, множественная реализация модели позволяет исследовать вероятностные аспекты устойчивости призм обрушения, ограниченных ограждениями котлованов и рациональные параметры свайных ограждений при различных углах установки восходящих конструкций анкеров.

В качестве наиболее целесообразного статистического метода проверки гипотезы о взаимосвязи параметров восходящей анкерной крепи и геотехническими условиями выбирается корреляционный анализ.

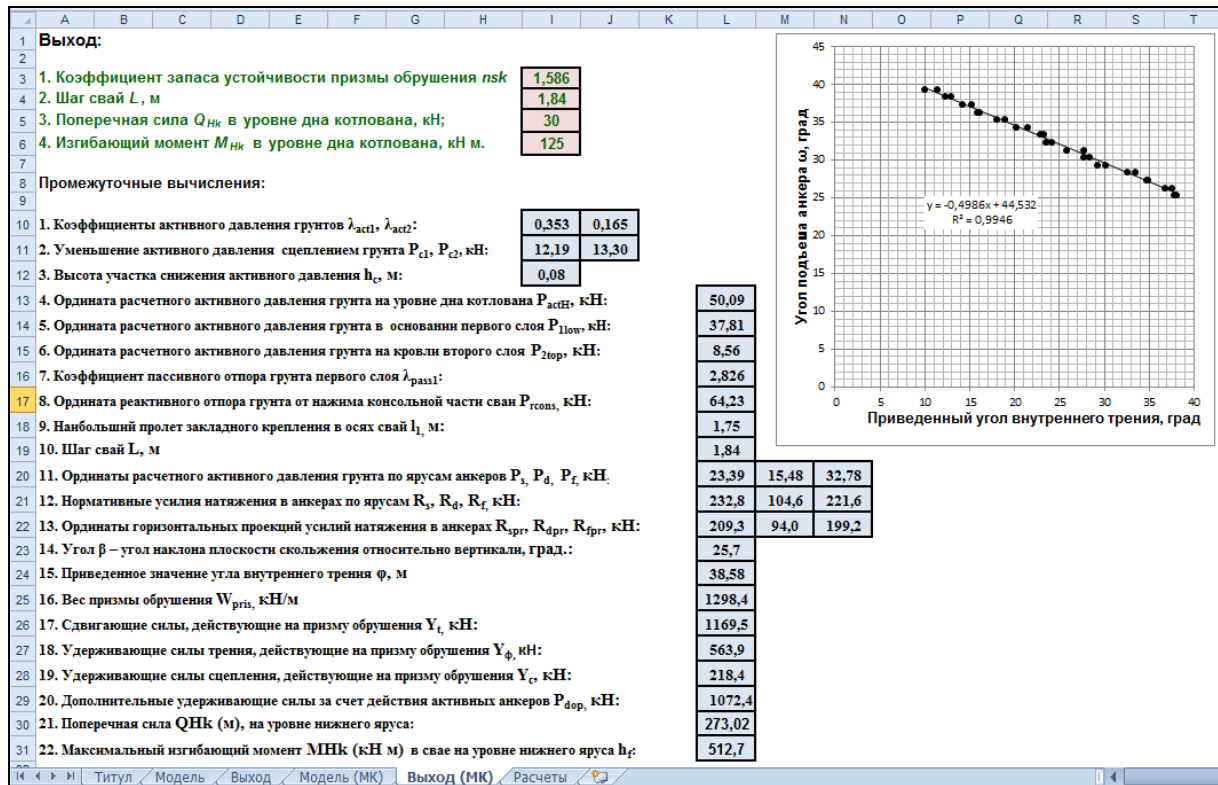


Рис. 4. Лист «Выход МК» - результаты работы имитационной модели

Результаты работы имитационной модели «МК», зафиксированные после каждой итерации представлены в табл.2.

Таблица 2 - Результаты моделирования параметров свайного ограждения усиленного тремя ярусами восходящих анкеров

№ Итерации	Углы внутреннего трения массива грунта		ЭМПИРИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ		
	1 ^{го} слоя ϕ_1	2 ^{го} слоя ϕ_2	Приведенное значение угла внутреннего трения ϕ , град. $Y_1(X_i)$	Угол установки восходящей конструкции анкера ω , град. $Y_2(X_i)$	Коэффициент запаса устойчивости призмы обрушения n_{sk} , X_i
1	2	3	4	5	6
1	9	11	10.05	39.9	11.5
2	10	12	11.36	39.3	9.89
3	11	13	12.38	38.8	8.58
4	12	14	12.97	38.3	8.14
5	13	15	14.17	37.9	7.45
6	14	16	15.20	37.4	6.30
7	15	17	15.92	37.0	6.21
8	16	18	16.75	36.6	5.95
9	17	19	18.09	35.9	5.03
10	18	20	18.89	35.5	4.90
11	19	21	20.26	34.8	4.30
12	20	22	21.46	34.3	4.04
13	21	23	22.86	33.6	3.74
14	22	24	23.24	33.4	3.64
15	23	25	23.54	33.2	3.51
16	24	26	24.13	33.0	3.35
17	25	27	25.89	32.0	2.95

18	26	28	27.74	31.0	2.88
19	27	29	27.81	31.0	2.71
20	28	30	28.45	30.7	2.52
21	29	31	29.33	30.3	2.45
22	30	32	30.12	29.9	2.34
23	31	33	32.57	28.7	2.18
24	32	34	33.44	28.3	2.03
25	33	35	34.75	27.6	1.93
26	34	36	34.88	27.5	1.74
27	35	37	36.81	26.6	1.69
28	36	38	37.60	26.0	1.63
29	37	39	37.9	26.0	1.59
30	38	40	39.3	25.9	1.55

Корреляционный анализ эмпирической зависимости коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения от угла внутреннего трения

Исследуется влияние приведенного значения угла внутреннего трения (φ) x_i , град., на величину коэффициента запаса на сдвиг (устойчивости на сдвиг) призмы обрушения (n_{sk}) y_i . Результаты наблюдений представлены на поле графика (рис. 5).

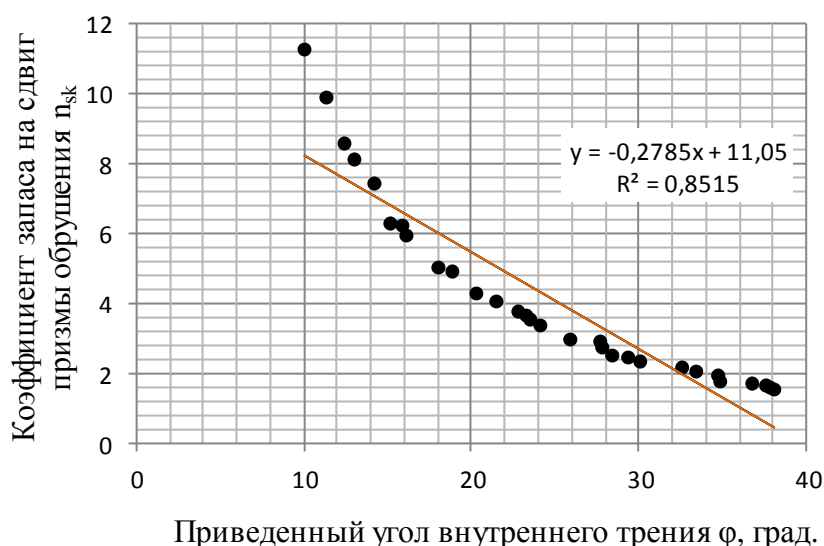


Рис. 5. Графическое представление опытных данных и установление зависимости коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения n_{sk} от приведенного угла внутреннего трения φ , град.

Характер изучаемой взаимосвязи основывается на стремлении осуществить вероятностную оценку влияния условия оптимальности $\delta_{opt} = \varphi$ [3] на коэффициент запаса устойчивости призмы обрушения. Между тем значения угла внутреннего трения из интервала $10 \div 40$ определяют наиболее эффективный диапазон направляющего угла восходящей анкерной конструкции относительно поверхности скольжения и соответственно создают дополнительный запас устойчивости призмы обрушения.

Первое представление о наличии корреляционной связи, ее форме и направленности дает графическое изображение данных наблюдения (см. рис. 5). Зависимость предварительно признается линейной и обратной. Параметры уравнения линеаризованных переменных вычисляются по формулам (13) – (18). Параметры уравнения связи определяются способом наименьших квадратов. В математической форме это требова-

ние записывается в виде:

$$\sum_{i=1}^n [y_i - \bar{y}(x_i)]^2 \rightarrow \min. \quad (13)$$

Для n пар сопряженных наблюдений $x_i - y_i$ уравнение регрессии запишется в виде:

$$\bar{Y}(x) = a + bx_i \quad (14)$$

и выражение (13) примет вид:

$$\sum_{i=1}^n [y_i - \bar{y}(x)]^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - a - bx_i)^2 \rightarrow \min. \quad (15)$$

Как известно, минимум функции можно найти, приравняв нулю ее первую производную (в данном случае по a и по b). Указанная процедура дает систему нормальных уравнений для определения величины данных коэффициентов:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n y_i &= n a + b \sum_{i=1}^n x_i; \\ \sum_{i=1}^n x_i y_i &= a \sum_{i=1}^n x_i + b \sum_{i=1}^n x_i^2. \end{aligned} \quad (16)$$

Решение этой системы относительно a и b дает:

$$b = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n y_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2}; \quad (17)$$

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n y_i - b \sum_{i=1}^n x_i}{n}. \quad (18)$$

Таким образом, линейризованное уравнение принимает вид:

$$Y = -0,2785X + 11,05;$$

Параметры линейризованного уравнения: $a_1 = 11,05$; $b_1 = -0,2785$.

Квадрат коэффициента корреляции $R^2 = 0,8515$.

Для оценки степени тесноты корреляционных связей определяется коэффициент корреляции $|r|$: $|r| = (R^2)^{1/2} = 0,92$. Корреляционная связь между исследуемыми параметрами признается как высокая.

Для вычисления степени надежности взаимосвязи по данному значению $|r|$ определяется погрешность оценки коэффициента корреляции:

$$S_r = \frac{1-r^2}{\sqrt{n}} = \frac{1-0,8515}{\sqrt{30}} = 0,027.$$

Для более точной оценки значимости полученного коэффициента корреляции используется метод статистической проверки гипотез [1,2]. Вычисляем по опытным данным показатель достоверности или критерий Стьюдента:

$$T = r \sqrt{\frac{n-2}{1-r^2}} = 0,92 \sqrt{\frac{30-2}{1-0,8515}} = 12,7.$$

При принятом уровне значимости $\alpha = 0,05$ или степени вероятности 0,95 и числе степеней свободы $k = n - 2$ критическое значение критерия Стьюдента ($t_{cr}(\alpha, k)$): $t_{cr} = 2,1$.

Поскольку $T = 12,7 > t_{cr} = 2,1$ отсюда следует заключение о том, что коэффициент корреляции достоверен и зависимость между признаками x и y считается существенной или не случайной. Доверительный интервал для коэффициента корреляции в генеральной совокупности ($r_{ген}$) для уровня значимости 0,05 определяем по формуле

$$r_{ген} = r \pm t_{cr} \cdot S_r = 0,92 \pm 2,1 \cdot 0,027 = 0,92 \pm 0,0567.$$

Следовательно, доверительные границы коэффициента корреляции в генеральной совокупности при вероятности 0,95 будут находиться в пределах от 0,863 до 0,977.

Таким образом, опираясь на вполне достоверный прогноз с доверительным уровнем вероятности 0,95, следует считать доказанным утверждение о том, что характер полученной зависимости приведенного значения угла внутреннего трения (φ) x_i , град., на величину коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения (n_{sk}) y_i отражает реальную ситуацию.

График функции имеет достаточно выраженный экстремум в интервале угла внутреннего трения от 15^0 и до 38^0 . При больших углах внутреннего трения наблюдается падение коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения. Что вполне объяснимо возрастанием угла внутреннего трения и соответственно веса призмы обрушения, что потребует как минимум дополнительной активации усилий анкеров и как максимум введения дополнительного яруса анкеров.

Корреляционный анализ эмпирической зависимости коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения от угла установки восходящей анкерной конструкции

Исследуется зависимость $n_{sk}(y) = f(\omega)$ - угла установки восходящей анкерной конструкции свайного ограждения (ω^B град.) x_i , град., на величину коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения (n_{sk}) y_i . В качестве зависимой непосредственной определяемой переменной Y принимается наиболее информативный показатель - коэффициент запаса на сдвиг призмы обрушения. Розыгрыш статистической модели осуществлялся при постоянных значениях физико-механических свойств грунтов с учетом коэффициента вариации при множественных реализациях программы моделирования. Выбор независимых (варьируемых) факторов (X) - углов установки восходящих анкеров, влияющих на измеряемую величину (Y) - коэффициент запаса на сдвиг призмы обрушения представлен в табл. 3.

Таблица 3. Варьируемые факторы и зависимые переменные экспериментального установления зависимости $n_{sk}(y) = f(\omega)$

Коэффициент запаса на сдвиг призмы обрушения $n_{sk1}(y)$	Углы подъема восходящих анкеров ω_1	Коэффициент запаса на сдвиг призмы обрушения $n_{sk2}(y)$	Углы подъема восходящих анкеров ω_2	Коэффициент запаса на сдвиг призмы обрушения $n_{sk2}(y)$	Углы подъема восходящих анкеров ω_3
1	2	3	4	5	6
1 ряд		2 ряд		3 ряд	
2,03	0	2,11	1	2,16	2
2,11	2	2,15	3	2,20	4
2,16	4	2,21	5	2,24	6
2,22	6	2,25	7	2,27	8
2,33	8	2,34	9	2,35	10
2,52	10	2,36	11	2,38	12
2,59	12	2,47	13	2,43	14
2,72	14	2,54	15	2,55	16
2,83	16	2,55	17	2,64	18
2,84	18	2,61	19	2,74	20
2,85	20	2,67	21	2,77	22
2,86	22	2,72	23	2,84	24
2,87	24	2,78	25	2,85	26
2,99	26	2,93	27	2,98	28
3,11	28	3,13	29	3,19	30
3,22	31	3,23	31	3,22	32
3,12	32	3,05	33	3,03	34
2,98	34	2,93	35	2,93	36
2,95	36	2,83	37	2,86	38
2,91	38	2,81	39	2,8	40
2,85	40	2,78	41	2,92	42

Условие оптимальности угла установки восходящей анкерной конструкции относительно горизонта (ст.3), представлено выражением:

$$\omega = 45^0 - 0,5\varphi \quad (19)$$

Результаты наблюдений представлены на поле графика (рис.6).

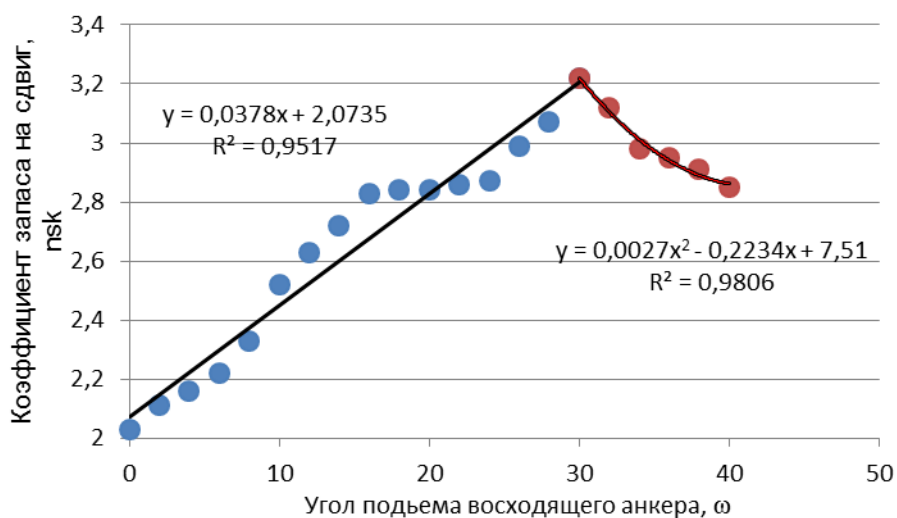


Рис. 6. Графическое представление зависимых и независимых факторов для установления зависимости $n_{sk}(y) = f(\omega)$ - коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения n_{sk} от угла установки восходящей анкерной конструкции ω , град.

Характер исследуемой взаимосвязи обусловлен достижением максимально возможного значения коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения для восходящей анкерной конструкции. Между тем значение коэффициента запаса на сдвиг n_{sk} находится в непосредственной зависимости от угла установки восходящей анкерной конструкции ω для соответствующего массива грунта.

На графике зависимости $n_{sk}(y) = f(\omega)$ прослеживается следующая закономерность. В диапазоне значений угла подъема восходящего анкера, начиная от 0 градусов и до 32 градуса зависимость коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения, однозначно наблюдается как линейная.

Характер полученной зависимости отражает реальную ситуацию. График функции имеет экстремум в интервале значений угла подъема восходящего анкера $\omega = 30^\circ \div 32^\circ$, что отражает вполне надежную работоспособность условия оптимальности для угла установки восходящей анкерной конструкции, согласно выражению (19).

Как видно из инженерно-геологических данных (табл. 1), осредненное значение угла внутреннего трения составляет $\varphi_{cp} = 28^\circ$, отсюда следует, что оптимальное значение угла подъема анкера составляет: $\omega = 45^\circ - 0,5\varphi = 45^\circ - 0,5 \cdot 28^\circ = 31^\circ$.

При больших углах установки восходящих анкеров наблюдается падение коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения. Это может быть объяснено, в частности, тем, что при подъеме анкеров более 35° , относительно горизонтали, происходит регрессивное снижение горизонтальных составляющих усилий натяжения в анкерах. Тенденция снижения коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения подчиняется графику квадратной параболы согласно зависимости $y = 0,0027x^2 - 0,2234x + 7,51$.

Между тем при меньших углах установки восходящей анкерной конструкции относительно интервала оптимальности ($\omega = 30^\circ - 32^\circ$), наблюдается снижение запаса устойчивости на сдвиг для призмы обрушения. Что вполне объяснимо возрастанием угла встречи анкера с поверхностью скольжения и снижением величины составляющей дополнительной удерживающей силы, противодействующей сдвигающим силам на поверхности скольжения призмы обрушения.

Линеаризованное уравнение для линейного участка графика (рис. 6) имеет вид:

$$Y = 0,0378X + 2,0735;$$

Параметры линеаризованного уравнения: $a_1 = 2,0735$; $b_1 = 0,0378$.

Квадрат коэффициента корреляции $R^2 = 0,9517$.

Для оценки степени тесноты корреляционных связей определяется коэффициент корреляции r :

$$r = (R^2)^{1/2} = 0,9755.$$

Согласно полученному значению коэффициента корреляции $r = 0,975$, корреляционная связь между исследуемыми показателями признается как высокая.

Для вычисления степени надежности взаимосвязи по данному значению r определяется погрешность оценки коэффициента корреляции:

$$S_r = \frac{1 - r^2}{\sqrt{n}} = \frac{1 - 0,9517}{\sqrt{21}} = 0,01.$$

Для более точной оценки значимости полученного коэффициента корреляции вычисляем по полученным опытным данным показатель достоверности или критерий Стьюдента:

$$T = r \sqrt{\frac{n-2}{1-r^2}} = 0,9755 \sqrt{\frac{21-2}{1-0,9517}} = 19,34.$$

При принятом уровне значимости $\alpha = 0,05$ или степени вероятности 0,95 и числе степеней свободы $k = n - 2$ критическое значение критерия Стьюдента ($t_{cr}(\alpha, k)$) определяется по математическим таблицам распределения Стьюдента: $t_{cr} = 2,07961$.

Поскольку $T = 19,34 > t_{cr} = 2,07961$, отсюда следует заключение о том, что коэффициент корреляции достаточно достоверен и зависимость между признаками x и y считается существенной или не случайной.

Доверительный интервал для коэффициента корреляции в генеральной совокупности ($r_{ген}$) для уровня значимости 0,05 определяем по формуле:

$$r_{ген} = r \pm t_{cr} \cdot S_r = 0,9755 \pm 2,07961 \cdot 0,01 = 0,9755 \pm 0,02.$$

Следовательно, доверительные границы коэффициента корреляции в генеральной совокупности при вероятности 0,95 будут находиться в пределах от 0,9555 до 0,9955.

Таким образом, опираясь на достоверный прогноз с доверительным уровнем вероятности 0,95, следует признать, что из множества факторов, влияющих на измеряемую величину коэффициента запаса на сдвиг призмы обрушения, наиболее эффективным является угол подъема восходящего анкера, как в наибольшей степени влияющий на отклик функции $nsk(y) = f(\omega)$.

Результаты двух корреляционных анализов устанавливают достаточно надежную зависимость запаса устойчивости на сдвиг призмы обрушения от угла внутреннего трения и угла установки восходящей анкерной конструкции для соответствующего массива грунта.

Таким образом, на основании проведенных тренд - анализов установлена надежная взаимосвязь между углом подъема восходящего анкера и углом внутреннего трения соответствующего массива грунта.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Половов Б.Д., Корнилков М.В. Геомеханическое обеспечение шахтного и подземного строительства: электронный учебник / Уральский гос. горный ун-т. – Екатеринбург: Изд-во УГГУ, 2017. – 998 с.
2. Латышев О.Г., Казак О.О. Математические методы в горном деле: учебник для ВУЗов / Уральский гос. горный ун-т. – Екатеринбург: Изд-во УГГУ, 2013. – 146 с.
3. Викулов В. М. Обоснование эффективности конструкций восходящей анкерной крепи и оценка устойчивости ограждений стен глубоких котлованов // Изв. Вузов. Горный журнал. 2018. № 7 с. 28 – 37.
4. Методические рекомендации по проектированию свайной крепи в котлованах метрполитенов. – М.: ЦНИИС, 1986. – 87 с.

ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ОБЪЕКТОВ

ВОЛКОВ М. Н.¹

¹ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

Аннотация. Современная геомеханика базируется на результатах большого объема исследований. Новые научные разработки дают дополнительную информацию и становятся основой для коррекции или доработки нормативных положений. Данные обстоятельства являются основой для перспективных направлений дальнейшего развития геомеханики.

Ключевые слова: геомеханика, геомеханический анализ, моделирование.

GEOMECHANICAL ANALYSIS OF MINING TECHNICAL OBJECTS

VOLKOV MAKSIM NIKOLAEVICH¹

¹Ural state mining University

Abstract: Modern geomechanics is based on the results of a large amount of researches. New scientific developments provide additional information and become the basis for the correction or revision of normative states. These circumstances are the basis for perspective directions for the further development of geomechanics.

Key words: geomechanics, geomechanical analysis, modelling.

Современная геомеханика базируется на результатах большого объема экспериментальных и аналитических исследований, обобщения данных практики и опыта управления горнотехническими объектами. На этой базе разработана серия нормативных документов. Данные нормы и правила обязательны к исполнению, вместе с тем нормативный подход не является препятствием для дальнейшего развития научных исследований. Новые научные разработки, во-первых, дают проектировщикам весьма полезную дополнительную информацию, во-вторых, могут стать основой для коррекции или доработки нормативных положений. С этих позиций выделяются и рассматриваются несколько перспективных направлений дальнейшего развития геомеханики.

Оценка состояния и свойств массива горных пород. В общем случае информация, получаемая непосредственно в массиве, включает: модули упругости и деформации; пределы пропорциональности, упругости, пластичности; угол внутреннего трения; сцепление. При этом дифференцируются линейно-деформируемая, упруго-пластичная и пластичная среды, кроме того, появляется возможность для надежного выделения инженерно-геологических (ИГЭ) и расчетно-геологических (РГЭ) элементов.

На стадиях строительства и эксплуатации горнотехнических объектов эффективная оценка состояния вмещающих массивов выполняется методом разгрузки на больших базах, а также в результате испытаний двуосными, трехосными и скважинными деформометрами. Скважинный деформометр Бонншера позволяет одним испытанием определить все компоненты тензора напряженного состояния [1].

Надежность лабораторных испытаний механических свойств образцов горных пород порядка 95 % обеспечивается в установках объемного нагружения (стабилометрах). Перспективны инженерные методы, предусматривающие сопоставление и коррекцию результатов упрощенных испытаний с данными, полученными в стабилометрах (табл. 1).

Таблица 1 – Прочность, угол внутреннего трения, сцепление горных пород [2]

Литология	Влажность, %	Удельный вес, тс/м ³	Прочность, кгс/см ²		Способы определения угла внутреннего трения, град., и сцепления, кгс/м ²					
					по кругам «разрыва» и «сжатия»		в стабилометре		испытания по «гладкой» поверхности с шероховатостью менее 0,5 мм	
			σ	σ_c	ρ	K	ρ	K	ρ	K
Песчаник	0,11	2,41	54	992	62,0	115	38,0	270	35,0	258
Песчаник	1,99	2,44	41	1010	69,0	110	33,5	265	36,0	257
Алевролит	0,22	2,40	29	476	71,0	50	30,5	125	32,0	132
Алевролит	0,19	2,28	52	1380	66,5	125	32,5	350	35,0	359
Известняк	1,36	2,31	26	590	66,5	60	35,0	140	36,0	150
Гипс	–	2,16	10	296	71,5	30	29,0	90	32,5	80
Гипс	1,16	2,22	32	317	54,5	45	31,0	95	35,0	83
Мергель	–	2,31	18	300	62,5	35	31,0	75	34,5	80
Соль каменная	0,04	2,11	18	317	63,5	35	17,5	105	20,5	111
Соль каменная	0,09	2,14	16	250	62,0	30	19,0	115	17,0	95

Примечание: σ_p – прочность на растяжение; σ_c – прочность на сжатие; ρ – угол внутреннего трения; K – сцепление.

Совершенствование вероятностных методов геомеханического анализа. Особенность подавляющего большинства геомеханических задач описание случайных параметров вероятностными распределениями, таким образом, этот класс задач относится к задачам, решаемым в условиях риска.

Пятнадцатилетний опыт имитационного моделирования геомеханических ситуаций по методу Монте-Карло в УГГУ [3, 4] показал его несомненные преимущества. Имитационное моделирование позволяет заменить понятия «запас», «безопасность по грунту», «безопасность по нагрузке», «безопасность по материалу» на объективные количественные оценки «надежность» и «риск». Метод является достаточно оперативным и гибким инструментом геомеханического анализа и может применяться для решения весьма сложных задач независимо от характера распределения случайных параметров, обеспечивает получение исчерпывающих оценок геомеханических рисков или надежности. Сопоставление метода Монте-Карло с традиционными вероятностными методами, в частности, с методом линеаризации функций случайных аргументов выявило отличие вероятностных оценок, получаемых методом Монте-Карло, в 1,5 раза и более.

Комплексирование детерминированного и вероятностного методов является обязательным условием эффективного геомеханического анализа. Такой комплекс дает пользователю важную взаимодополняющую информацию: детерминированный метод выполняет страхующие функции и определяет не противоречие результатов анализа требованиям нормативной документации; вероятностный – обеспечивает получение однозначного решения по факторам экономической и социальной безопасности, исключает или существенно снижает вероятность внесения излишних затрат. Чрезвычайно важная особенность комплексного метода – резкое снижение трудоемкости разработки программного обеспечения. Для подавляющего большинства геомеханических ситуаций программа детерминированного анализа элементарно трансформируется в вероятностном блоке: достаточно детерминированные входные параметры $M(i)$ (здесь i – индекс параметра) заменить на $M(i, j)$, где $j \in 1, N$ (N – заданное число генераций) и выполнить N вычислений в цикле. Следующий естественный шаг – приведение разрабатываемой программы к стандартизированному виду имитационному конструктору. Конструктор – базовая программа, помещенная в таблицу из 23 стандартных неизменяемых блоков и 3 изменяемых блоков: «ввод исходных данных», «детерминированный»,

«вероятностный» [4]. В УГГУ используются две модификации конструктора, сформированных в Q-Basic – простейшем стандартизованном языке и языке интернета РНР.

МКЭ + ММК. Формула «МКЭ+ММК» означает синтез двух современных бурно прогрессирующих численных методов – конечных элементов и Монте-Карло. Главная цель такого синтеза состоит в переходе от детерминированных методов решения сложных геомеханических задач к вероятностному моделированию.

Реализация идеи «МКЭ+ММК» может осуществляться в трех вариантах. Первый вариант – использование единого программного комплекса, объединяющего известные компьютерные технологии «МКЭ» и «ММК». Второй вариант – генерация входной информации по «ММК», многократное решение по «МКЭ» в соответствии с выполненной генерацией, интерактивная обработка выходного информационного массива. Третий вариант заключается в раздельном решении задачи методами численного и имитационного моделирования с последующим сопоставлением полученных результатов. Этот вариант поясняется примером оценки состояния перегонного тоннеля Екатеринбургского метрополитена под руслом р. Исеть. Строительство тоннеля моделируется в среде Plaxis 3D как поэтапный процесс. На рис. 1, а показана инженерно-геологическая схематизация объекта, на рис. 1, б – мульда оседания поверхности. Имитационное моделирование выполнено по формулам проф. Ю. А. Лиманова и С. Г. Авершина. Максимальное оседание поверхности составляет 0,059 м.

В условиях отсутствия статистик принят нормальный закон распределения; средние выборочные случайных характеристик грунтов равны детерминированным значениям, приведенным на рис. 1, а для ИГЭ 1 и средневзвешенным для ИГЭ 8а, 5а, 6, 7 – в табл. 2; в соответствии с положениями ГОСТ 20522-96 средние квадратические отклонения найдены, как произведение среднего выборочного на коэффициент вариации, равный 0,3 для механических характеристик, 0,15 – для физических.

Таблица 2 – Средневзвешенные характеристики грунтов в интервале 41 м

Наименование характеристики	Средневзвешенное значение
Удельный вес, кН/м ³	$(14,8 \cdot 18 + 3 \cdot 20 + 7 \cdot 21,3 + 19,2 \cdot 21,7) / 44 = 29,276$
Модуль упругости, кПа	$(14,8 \cdot 12500 + 3 \cdot 30000 + 7 \cdot 23000 + 19,2 \cdot 16800) / 44 = 17240$
Коэффициент Пуассона	$(14,8 \cdot 0,37 + 3 \cdot 0,33 + 7 \cdot 0,38 + 19,2 \cdot 0,2) / 44 = 0,286$
Сцепление, кПа	$(14,8 \cdot 0,32 + 3 \cdot 0,1 + 7 \cdot 0,43 + 19,2 \cdot 0,49) / 44 = 0,397$
Угол внутреннего трения, град.	$(14,8 \cdot 15 + 3 \cdot 35 + 7 \cdot 20 + 19,2 \cdot 23) / 44 = 20,65$

Результаты детерминированных расчетов: максимальное оседание 0,048 м; длина полумульды сдвижения 75,9 м; максимальная разность осадок 0,00114.

Результаты имитационного моделирования: уровни риска максимальных оседаний относительно предельного значения 0,08 м и разность осадок относительно предельного значения 0,002 м составляют соответственно 0,189 и 0,17.

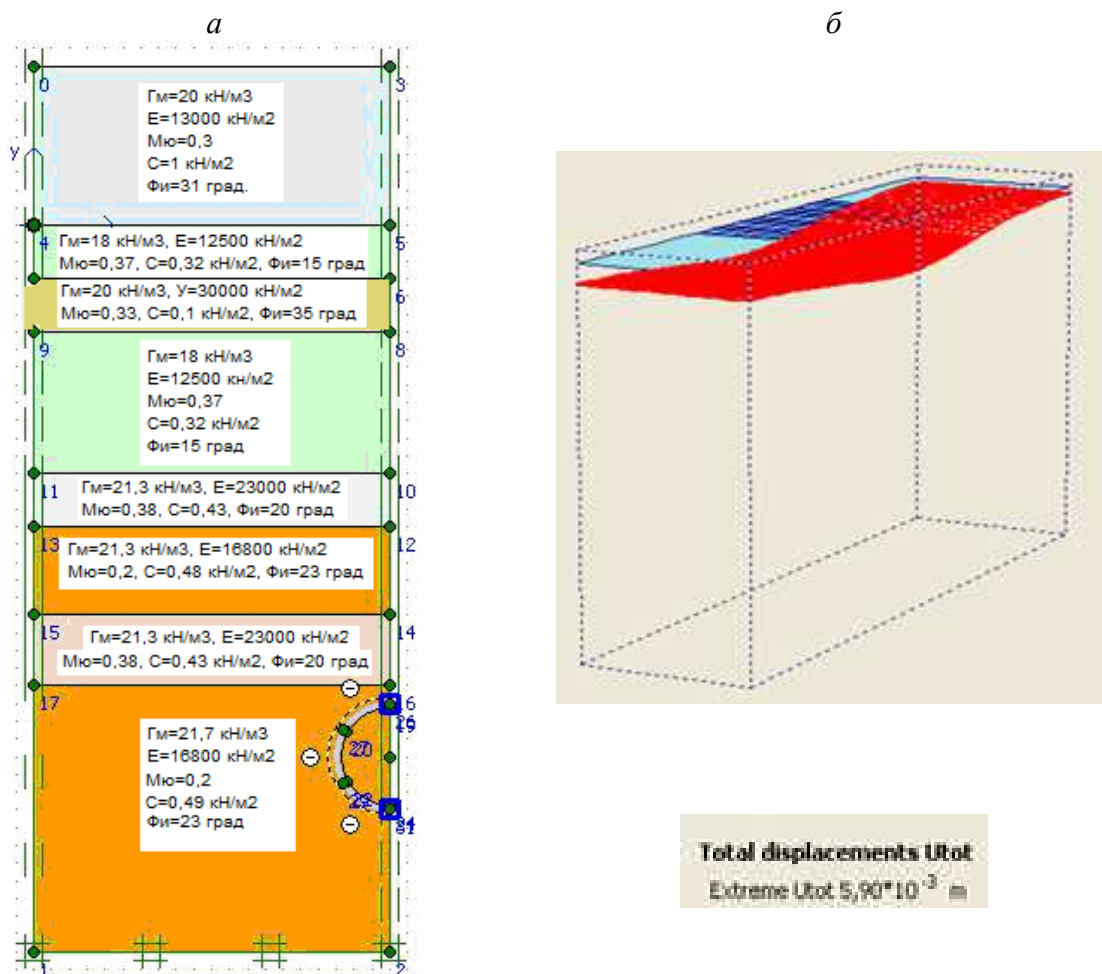


Рис. 1. К моделированию перегонного тоннеля в среде Plaxis 3D

Рассмотренные направления, разумеется, не исчерпывают многообразие перспективных научных исследований в геомеханике. Вместе с тем представленные материалы являются прагматичной основой для перехода к более высокому качеству геомеханического анализа горнотехнических объектов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Витке В. Механика скальных пород. М.: Недра, 1990. 439 с.
2. Середин В. В. Способ построения паспортов прочности горных пород // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых, 1985. № 5. С. 110 – 111.
3. Половов Б. Д., Волков М. Н. Имитационная геомеханика // Известия Уральского государственной горно–геологической академии. Вып.14. 2002. С. 107 ÷ 123.
4. Обоснование инженерных решений по эффективному освоению подземного пространства крупнейших и крупных городов / Имитационный конструктор. Екатеринбург: Изд-во УГГУ, 2008. 377 с.
5. СНиП II–94–80. Подземные горные выработки / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1982. 31 с.

ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ И ГОРНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

УДК 622.831

УЧЕТ ПРОЦЕССОВ СОВРЕМЕННОЙ ГЕОДИНАМИКИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

БАЛЕК А. Е.¹

¹ Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург

Аннотация. На основе анализа современных модельных представлений о природном напряженно - деформированном состоянии массива горных пород обосновано, что ключевым фактором формирования поля напряжений в породном массиве являются процессы современной геодинамики. При этом главным фактором выделения структурного блока, вне зависимости от его масштабного иерархического уровня, выступает способность формирующих блок структур более мелкомасштабных иерархий реагировать на внешнее силовое воздействие как единое целое. На данной основе усовершенствована методика поэтапного построения модели геомеханического состояния системы «подземное сооружение - вмещающий породный массив», предусматривающая задание граничных условий посредством суперпозиции напряжений и деформаций, получаемых путем решения упругой задачи в статической постановке на трех пространственно-временных масштабных уровнях, отражающих современные геодинамические движения трех иерархий структурных элементов горного массива:

- крупномасштабных литосферных блоков (поперечные размеры в сотни - тысячи километров), определяющих напряженно - деформированное состояние региона;
- структурных блоков рудного поля (размеры порядка сотен метров), определяющих напряженно - деформированное состояние участков недропользования;
- структурных блоков приконтурного породного массива (размеры порядка нескольких дециметров), определяющих напряженно - деформированное состояние геотехнической системы «подземное сооружение - вмещающий породный массив».

Ключевые слова: массив горных пород, напряженно - деформированное состояние, структурное строение, иерархическая блочность, современные геодинамические движения, натурные исследования, объекты недропользования, геомеханическое обеспечение.

FEEDBACK OF MODERN GEODYNAMIC PROCESSES DURING UNDERGROUND CONSTRUCTION

BALEK ALEKSANDR EVGEN'EVICH¹

¹ Institute of Mining of Ural Branch of RAS

Abstract. Based on the analysis of modern model concepts about natural strainly deformed state of rock massif, it is substantiated that the processes of modern geodynamics are a key factor in the formation of rock massif. At the same time, the main factor in the selection of a structural unit, regardless of its scale hierarchical level, is the ability of smaller-scale hierarchies that form a block to react to external force influence as a whole. On this basis, the method of phased construction of the geomechanical state of the “underground structure - enclosing rock mass” system has been improved. Three hierarchies of structural elements of the mountain range:

- large-scale lithospheric blocks (transverse dimensions of hundreds - thousands of kilometers), determining the stress - strain state of the region;
- structural blocks of the ore field (dimensions of the order of hundreds of meters), which determine the stress - strain state of the subsoil use areas;

- structural blocks of the marginal rock mass (dimensions of the order of several decimeters), determining the stress - strain state of the geotechnical system "underground structure - containing the rock mass".

Key words: rock mass, the stress - strain state, structural composition, hierarchical blockiness, modern geodynamic motion, in-situ research, underground workings, geomechanical maintenance.

Основная практическая задача геомеханического обеспечения объектов шахтного и подземного строительства сводится к адекватному отображению взаимодействия геотехнологических факторов с модельными представлениями о массиве горных пород, отражающими параметры и пространственно-временные характеристики его напряженно-деформированного состояния (НДС), связывающие между собой компоненты напряжений и деформаций, действующие в рассматриваемом горном массиве. Эти параметры, в свою очередь, увязываются с комплексом показателей, определяющих динамику ведения горных работ в процессе недропользования [1].

Также, как и в других науках, изучающих НДС твердых тел при механических воздействиях, в геомеханике в качестве главного предмета натуральных исследований и интерпретаций объективно выступают взаимные перемещения отдельных точек (объемов) горного массива, поскольку только они являются непосредственно измеряемыми параметрами. Относительные же деформации являются параметром расчетным, поскольку определяются путем деления замеренных перемещений на расстояние между смещающимися точками.

Также исключительно расчетным путем определяются и любые внутренние силы, которые при определенных условиях возникают в нагруженной среде вследствие взаимных перемещений ее различных точек. Данные силы, именуемые напряжениями, отражают механическую связь между отдельными структурными элементами деформируемой среды. Для массива горных пород по самой своей физической природе они заведомо не могут быть однородными, поскольку возникают в местах соприкосновения между отдельными структурными элементами деформируемых породных объемов: на контактах между минеральными зернами, на плоскостях контактов между структурными блоками, тектоническими нарушениями, тектоническими плитами и т.п. В итоге, неоднородность напряженно - деформированного состояния горного массива как правило изначально заведомо превышает степень неоднородности его структурного строения, определяясь значениями взаимных перемещений и приращениями деформаций и напряжений в пространстве и во времени.

В месте с тем, в отличие от конструкционных и строительных материалов, масштабная неоднородность массивов горных пород обладает выраженной иерархичностью, причем в очень широком диапазоне масштабов: от наиболее крупномасштабного иерархического уровня литосферных тектонических плит до зерен и кристаллов породообразующих минералов. При взаимодействии породного массива с силовыми полями, вызванными различного рода внешними силами, масштабная неоднородность обуславливает пространственно - временную изменчивость его НДС, которая отражается в процессах современной геодинамики.

Практика строительства и эксплуатации подземных сооружений свидетельствует, что для подавляющего большинства массивов скальных горных пород характерны иерархически-блочное структурное строение и наличие современной геодинамической активности [2]. Такие условия обуславливает «мозаичность» и существенную изменчивость напряженно - деформированного состояния (НДС) в пространстве и времени, что всегда необходимо принимать во внимание при решении практических задач шахтного и подземного строительства и учитывать при методологических подходах в любого рода исследованиях, выполняемых при освоении недр [3-5].

Вместе с тем следует признать, что до сих пор геомеханика не обладает такими модельными представлениями о объекте, которые бы позволили делать теоретические прогнозные заключения о количественных параметрах его напряженно - деформированного состояния на различных масштабных уровнях и, соответственно, о количественных характеристиках различных рангов полей напряжений, не говоря уж об их изменчивости в пространстве и во времени. Получить такие данные можно лишь путем натуральных разномасштабных инструментальных исследований непосредственно на объектах недропользования.

Основу подавляющего большинства современных методов натуральных замеров НДС горного массива составляет решение обратной геомеханической задачи по замеренным деформациям, вызванным целенаправленным перераспределением напряжений, происходящим вследствие выемки в напряженном массиве полостей с известными формой и размерами: скважин, щелей, выработок, выработанных пространств и пр. В расчетах первоначальных напряжений предполагается, что происходит упругое деформирование сплошной однородной и, как правило, изотропной среды с однородным полем первоначальных напряжений [6, 7].

При натуральных замерах крупномасштабных полей напряжений, соизмеримых с объемами месторождений и горных отводов, в качестве разгрузочных полостей используются карьеры, выработанные пространства и зоны обрушения от подземных горных работ. Проблема трудоемкости натуральных замеров смещений на больших реперных интервалах успешно решается за счет использования технологий спутниковой геодезии [8-9].

При этом иерархическая блочность и подвижность разномасштабных породных структур вызывают сложности, которые связаны отнюдь не с обеспечением точности замеров. Для большинства геомеханических задач 2 - 4-миллиметровой точности спутниковой геодезии более чем достаточно. Главная проблема заключается в выделении искомой трендовой составляющей из всего хаоса случайных разнонаправленных фоновых (т.е. происходящих естественным образом, а не под действием горных работ) подвижек, которые постоянно претерпевает тот конкретный структурный породный блок на поверхности которого находится рассматриваемый реперный пункт, спутниковый приемник, лазерный дальномер, тахеометр и пр.

Другой существенной проблемой является адекватная оценка механизма деформирования породного массива, вмещающего разгрузочную полость. При решении обратной геомеханической задачи выявления НДС на больших породных объемах использование «традиционной» модели деформирования сплошной упругой изотропной среды не всегда допустимо. Нередко возникает необходимость учета подвижек крупных породных блоков по тектоническим нарушениям, что требует применения дискретной (блочной) математической модели. Решение задачи при этом существенно усложняется, поскольку возникает необходимость задания конфигурации подвижных блоков, граничных силовых условий и, самое сложное, прочностных и деформационных параметров по границамдвигающихся породных структур.

Наглядное подтверждение вышеизложенных положений можно получить из диаграмм «напряжения - деформации», широко используемых геомеханиками в качестве основного показателя механического поведения образцов горных пород под нагрузкой. Однако следует рассматривать не идеализированные кривые, представляемые в учебных пособиях, а реальные натурные данные. В качестве такого примера на рисунке 1 представлены кривые «напряжения (Deviatoric Stress) – деформации (Axial Strain)», полученные при испытаниях одной из разновидностей гранита (Lac du Bonnet granite) на жестком прессе с непрерывной фиксацией измеряемых значений (или, если быть точным, с очень малым интервалом времени между замерами) [10]. Такой режим

испытаний позволяет проявиться фрактальной структуре диаграммы «напряжения - деформации», поскольку механическое поведение образцов горных пород под нагрузкой, также, как и породных массивов, обладает свойствами иерархичности и самоподобия, которые являются закономерным отражением их иерархически-блочного структурного строения.

Из рисунка 1 хорошо видно, что даже те отрезки кривых, поведение которых в масштабе нагружаемого образца в целом вполне обоснованно трактуется как линейно-упругое (стадия *A*), фактически являются сериями самоподобных объектов и состоят из скачков и спадов измеряемых напряжений, повторяющих качественную форму всей кривой, но на более мелких масштабных уровнях. Особенно наглядно это проявляется на увеличенном фрагменте отрезка диаграммы, где прослеживаются по крайней мере два самоподобных масштабных уровня, повторяющих форму всей кривой в целом.

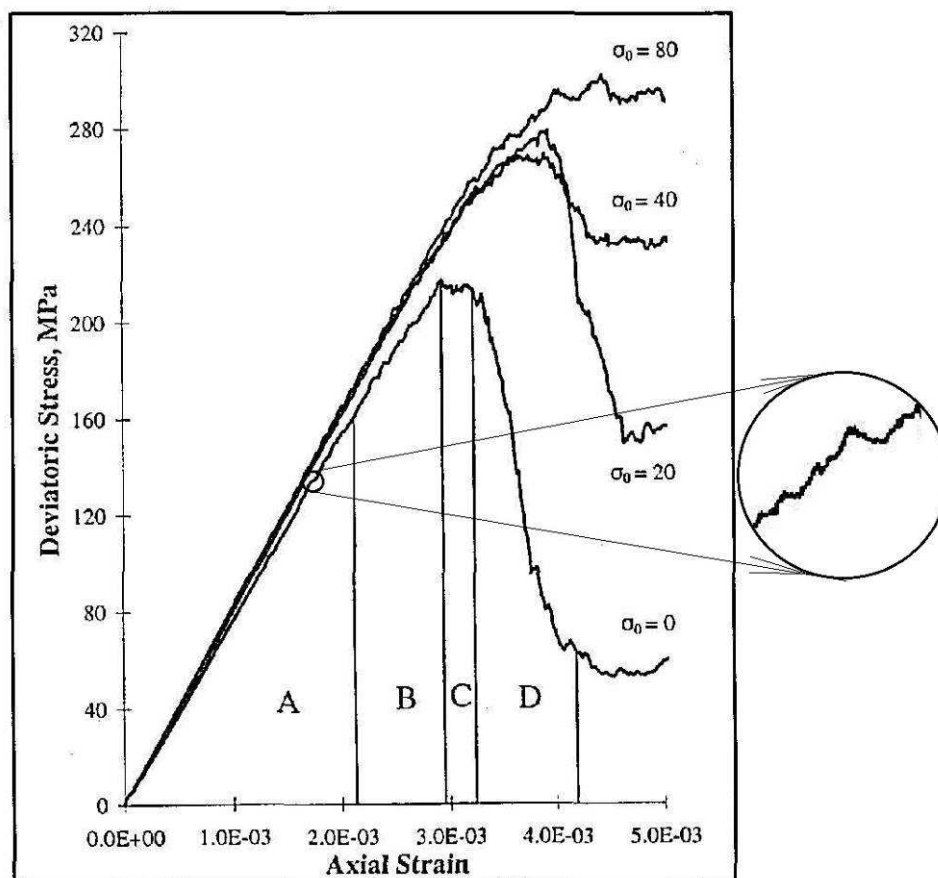


Рис. 1. – Кривые «напряжения - деформации», полученные [10] по результатам испытаний образцов гранита при различных значениях боковой нагрузки σ_0 (соответственно: 0, 20, 40, 80 МПа) на различных стадиях деформационного процесса: *A* –стадии уплотнения и линейно-упругого деформирования, *B* – нелинейно-упругого; *C* – неупругого; *D* – запредельного деформирования; *E* – стадии остаточной прочности.

Данное свойство открывает принципиальную возможность для оценки прочностных и деформационных параметров больших объемов горного массива на базе математики фракталов на стадии испытаний породных образцов. Но оно же обуславливает непредсказуемость механического поведения различных объемов земной коры и массивов горных пород. В зависимости от рассматриваемого пространственного и временного масштаба один и тот же участок породного массива в качестве самоподобного объекта может находиться на совершенно различных стадиях деформационного процесса: от линейно-упругой до стадии остаточной прочности.

В этой связи для решения подавляющего большинства практических задач геомеханического обеспечения до сих пор в основном и используются идеализированные математические модели, в задачу которых входит отображение напряженно - деформированного состояния горного массива в виде систем уравнений, решаемых либо в аналитическом виде, либо с помощью тех или иных приближенных численных методов. Современный уровень развития вычислительной техники позволяет моделировать практически весь комплекс деформационных процессов, происходящих в конечном объеме породного массива под воздействием горного давления, в том числе процессов дезинтеграции и взаимных подвижек его структурных блоков. Однако основная проблема заключается не в технике моделирования, а в обеспечении соответствия геомеханической модели натурным условиям реального горного массива для всего множества его иерархических структурных элементов, причем с учетом динамики развития деформируемой системы: при взаимных подвижках отдельных структурных блоков на различных этапах дезинтеграции (разрушения) рассматриваемого породного объема.

Поскольку неотъемлемым свойством массива горных пород является разномасштабная самоподобная иерархичность с очень детальной блоковой делимостью (коэффициент взаимного вложения структурных блоков составляет около 2 - 3, а фрактальная размерность – 1,8 - 1,9), то задача выявления расчетных параметров для каждого иерархического уровня оказывается чрезвычайно сложной.

В работах ИГД УрО РАН данная проблема разрешается путем использования объективно существующей генетической связи между структурным строением и напряженным состоянием породного массива. Учитывается, что основным (помимо сил гравитации) источником природного напряженного состояния массива горных пород являются постоянные и преимущественно горизонтальные взаимные движения разномасштабных литосферных структур (плит, блоков, дислокаций и пр.), происходящие главным образом под действием тектонических сил. Прочие силовые факторы глобального (космического) и локального характера вносят лишь отдельные искажения в исходное поле напряжений. Породный массив при этом не является статической мозаикой однажды сформировавшихся и по разному напряженных иерархических блочных структур. В качестве самоорганизующейся системы он пребывает в непрерывающемся процессе деформирования, дезинтеграции и повторной консолидации. На различных масштабных уровнях в нем периодически происходит перестройка структуры и адаптация полей напряжений и деформаций к новому временно устойчивому состоянию.

Таким образом, в качестве ключевого геомеханического фактора, определяющего структурный блок горного массива, объективно выступает способность формирующих его породных структур более мелкомасштабных иерархий реагировать на внешнее силовое воздействие как единое целое. Данное свойство горного массива и открывает возможность для решения практических задач геомеханики в статической постановке на относительно небольшом числе пространственно-временных масштабных уровней путем задания на каждом из них, в качестве граничных силовых условий, тех напряжений и деформаций, которые действуют в рассматриваемый период времени на более крупномасштабном уровне.

При проведении расчетов НДС учитываются особенности перехода между последовательными этапами математического моделирования, определяемыми различными масштабными уровнями. В первую очередь принимаются во внимание соответствие типов граничных задач, детализация структурного строения рассматриваемого объема горного массива и разброс его физических свойств. Так, на наиболее крупномасштабном уровне оценка НДС осуществляется на основе данных о полях напряжений и деформаций, полученных по картам сейсмического районирования региона. Для более мелких масштабов граничные условия задаются из упругих решений, определяе-

мых предшествующим (более крупным) уровнем. Решения, получаемые для каждого этапа моделирования, в последующем корректируются с привлечением данных инструментальных измерений напряжений и деформаций на соответствующем масштабном уровне.

Многолетние исследования НДС массивов горных пород Уральского региона [11] показали, что:

1) Параметры физико-механических свойств и НДС горного массива по самому своему определению неразрывно связаны с пространственными и временными масштабами рассматриваемого породного объема и, соответственно, с масштабами его взаимодействия с окружающей средой. А потому в принципе некорректно вести речь о свойствах произвольно взятой точки горного массива без привязки к масштабам конечного породного объема, вмещающего рассматриваемый объект недропользования.

2) Для конечного породного объема средние значения физико-механических параметров и НДС задаются суперпозицией полей напряжений и деформаций, каждое из которых соответствует своему масштабному уровню, зависящему от параметров иерархически блочного структурного строения горного массива.

На основе данных положений в ИГД УрО РАН разработана и реализована методика поэтапного построения модели геомеханического состояния системы «подземное сооружение - вмещающий породный массив», в которой граничные условия задаются суперпозицией напряжений и деформаций, получаемых в статической постановке упругой задачи на трех пространственно-временных масштабных уровнях, отражающих современные геодинамические движения трех иерархий структурных элементов горного массива:

1) Крупномасштабных литосферных блоков (поперечные размеры в сотни - тысячи километров), определяющих НДС региона;

2) Структурных блоков рудного поля (размеры порядка сотен метров), определяющих НДС участков месторождения;

3) Структурных блоков приконтурного породного массива (размеры порядка нескольких дециметров), определяющих НДС геотехнической системы ««подземное сооружение - вмещающий породный массив»».

Работа выполнена в ходе реализации государственного задания № 075-00581-19-00, тема № 0405-2019-0007.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Балек А. Е. К вопросу о соответствии терминологической системы современной геомеханики практическим задачам недропользования // Проблемы недропользования. - 2018. - № 1. - С. 30–38. - DOI: 10.25635/2313-1586.2018.01.030.
2. Инновационная технология диагностики геодинамической активности геологической среды и оценки безопасности объектов недропользования / А.Д. Сашу рин, А.Е. Балек, А.А. Панжин, С. В. Усанов // Горный журнал. - 2017. - №.12 - С. 16–20.
3. Sainoki A. Dynamic behavior of mining-induced fault slip / A. Sainoki, H. S. Mitri // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2014. Vol. 66. P. 19–29.
4. Корнилков С.В., Яковлев В. Л. О методологическом подходе к исследованиям в области освоения недр на основе системности, комплексности, междисциплинарности и инновационной направленности // Горный журнал. - 2015. - № 1. - С. 4-9.
5. Исследование переходных процессов при комбинированной разработке рудных месторождений / В.Л. Яковлев, И.В. Соколов, Г.Г. Саканцев, И.Л. Кравчук // Горный журнал. - 2017. - № 7. - С. 46-50.
6. Estimation of regional stress state and Young's modulus by back analysis of mining-induced deformation / Kodama J., Miyamoto T., Kawasaki S., Fujii Y., Kaneko K. et al. // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2013. Vol. 63. P. 1–11.

7. Determination of the stress field in a mountainous granite rock mass / Figueiredo B., Cornet F. H., Lamas L., Muralha J. // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2014. Vol. 72. P. 37–48.
8. Millimeter-Accuracy Structural Deformation Monitoring Using Stand-Alone GPS / Yan Bao, Wen Guo, Guoquan Wang et al. // Journal of Surveying Engineering. 2017. Vol. 144.
9. The potential of GPS precise point positioning method for point displacement monitoring: A case study / Yigit C.O., Coskun M.Z. Yavasoglu H. et al. // Measurement. 2016. Vol. 91. P. 398-404.
10. Geomaterials and recent developments in micro-mechanical numerical models / Comments by Senior Editor // ISRM News Journal. -1997.- Vol. 4 Number 2. - P. 11-14.
11. Балек А. Е. Явление самоорганизации деформационных полей массива горных пород и его использование при решении задач геомеханики / А. Е. Балек // Проблемы недропользования. - 2016. - № 4. - С. 90 - 97 - DOI: 10.18454/2313-1586.2016.04.090.

УДК 622.831:622.274

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ МАССИВА В ПРОЦЕССЕ РАЗРАБОТКИ МЕСТОРОЖДЕНИЯ В СЛОЖНЫХ ГОРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

ХАРИСОВ Т. Ф.¹, ХАРИСОВА О. Д.¹

¹ ФГБУН Институт горного дела Уральского отделения РАН, г. Екатеринбург

Аннотация.

Актуальность исследований обусловлена необходимостью обеспечения безопасности на Соколовском подземном руднике, а также повышения полноты и качества выемки руды в сложных горно-геологических условиях – при наличии покрывающей толщи обводненных рыхлых отложений.

Цель исследований: определить оптимальные параметры устойчивых камер и целиков для предотвращения обрушения горных пород и проникновения песчано-глинистых масс в подземные выработки.

Объект исследований: массив горных пород на Северном участке Соколовского месторождения.

Методы исследований: многовариантное численное моделирование методом конечных элементов в двумерной постановке выполнялось в программе Rocscience RS2, что позволило учесть большое количество факторов, влияющих на состояние массива. При расчетах приняты во внимание не только физико-механические свойства пород и действующие в массиве напряжения, но и структурные характеристики массива, а также степень техногенного воздействия. В качестве модели поведения массива использовалась модель Хоека - Брауна, отличительным преимуществом которой является ее нелинейность. Так как реальный массив характеризуется неоднородностью прочностных свойств и напряженно-деформированного состояния, был выполнен предусмотренный в программном комплексе Rocscience вероятностный анализ, учитывающий изменение граничных условий в установленных интервалах для создаваемой модели.

Результаты исследований. В результате численного моделирования определено изменение напряженно-деформированного состояния массива, на основании чего вычислены коэффициент устойчивости окружающего массива, величины и направления его смещений, а также установлены зоны распределения вероятности разрушения массива в заданных интервалах граничных условий. Определены параметры камер и целиков, обеспечивающие общую устойчивость, минимизирующие возможность прорыва водогазовых масс в выработки.

Выводы. Сохранение устойчивости кровли подземных камер при отработке очистных рудных блоков на шахте «Соколовская» позволит снизить риск проникновения песчано-глинистых масс в подземные выработки, обеспечивая безопасное и эффективное ведение горных работ, а так-

же повысить полноту и качество выемки руды. Выполненное методом конечных элементов многовариантное численное моделирование влияния очистных выработок на массив позволило определить оптимальные геометрические параметры камер и целиков, обеспечивающие устойчивость окружающего массива. Применение программного комплекса Rocscience RS2 в результате учета большого количества факторов, влияющих на состояние массива, значительно повышает надежность оценки устойчивости массива.

Ключевые слова: подземная разработка, параметры камер и целиков, устойчивость выработок, обрушение горных пород, напряженно-деформированное состояние, модель Хоека - Брауна, метод конечных элементов, численное моделирование, Rocscience RS2, конвергенция выработок.

NUMERICAL MODELLING OF THE ROCK MASS STABILITY IN THE COURSE OF MINING IN DIFFICULT MINING-AND-GEOLOGICAL CONDITIONS

TIMUR F. KHARISOV¹, OLGA D. KHARISOVA¹

¹Institute of Mining of Ural Branch of RAS

Abstract:

The relevance of the research is caused by the necessity of ensuring safety at the Sokolovski underground mine, as well as to improve the completeness and quality of the excavation of resources in complex mining and geological conditions – in the presence of a covering layer of watered loose sediments.

The purpose of the research is to determine the optimal parameters of stable chambers and pillars to prevent rock collapse and penetration of sandy-argillaceous deposits into underground excavations.

The object of the research: the rock mass in the Northern area of Sokolovskoe deposit.

Research methods: multivariate numerical modeling with the finite element method in a two-dimensional approach was performed in the Rocscience RS2 software, which allowed to take into account a large number of factors affecting the state of the massif. The calculations included not only the physical and mechanical properties of rocks and the acting stresses, but also the structural characteristics of the rock mass, as well as the level of technogenic impact. As a model of the massif behavior, the Hoek-Brown model was used, which distinctive advantage is nonlinearity. Since the real rock mass is characterized by the heterogeneity of the strength properties and the stress-strain state, the probabilistic analysis provided in the Rocscience software was implemented, taking into account the variations of the boundary conditions within the established intervals for the created model.

Investigation results. As a result of numerical simulation, a change of the stress-strain state of the massif was determined, on the basis of which the safety factor of the surrounding rock mass was calculated, as well as the magnitudes and directions of its displacements, and also zones of distribution of the massif destruction probability within the given intervals of boundary conditions were established. The parameters of the chambers and pillars which ensure the overall stability and minimize the possibility of breaking mud water into the workings were determined.

Conclusions. Maintaining the stability of the roof of the underground chambers while stopping ore blocks at the «Sokolovskaya» mine will enable to reduce the risk of sandy-argillaceous deposits penetration into the underground openings, ensuring safe and efficient mining, and also to improve the completeness and quality of resources excavation. The multivariate numerical modelling of the influence of mine openings on the rock mass made by the finite element method allowed to determine the optimal geometric parameters of chambers and pillars that ensure the stability of the surrounding massif. Application of the Rocscience RS2 software due to accounting a large number of factors affecting the state of the massif significantly improves the reliability of rock mass stability assessment.

Key words: underground mining, parameters of chambers and pillars, stability of excavations, rock collapse, stress-strain state, Hoek-Brown model, finite element method, numerical simulation, Rocscience RS2, convergence of excavations.

Введение. Разработка Северного участка Соколовского месторождения, на котором в настоящее время производится добыча железной руды подземным способом, осложняется неблагоприятной геомеханической ситуацией на подземном руднике. Главным негативным природным фактором, затрудняющим эффективное и безопасное ведение горных работ, является наличие толщи обводненных рыхлых мезокайнозойских отложений, перекрывающей скальную рудоносную зону месторождения, и создающей опасность прорыва водогазовых масс в горные выработки.

В настоящее время при развитии горных работ начали появляться вторичные воронки обрушения, образовывавшиеся в старых воронках, заполненных поверхностными водами. Три таких повторных выхода сопровождалось кратковременными прорывами поверхностных вод в подземные горные выработки, причем последний – наиболее крупный – имел катастрофические последствия.

Для предотвращения в будущем прорывов поверхностных вод была произведена засыпка всех открытых воронок скальными породами, а на территории зоны обрушения образован отвал из пород, извлеченных из Соколовского карьера [1]. После внедрения этих мер прорывов воды больше не происходило. Однако в настоящее время практически во всех отработанных и обрабатываемых панелях отмечены случаи выхода песчано-глинистых масс (далее – ПГМ) на горизонты выпуска – в дучки и доставочные выработки. Их выход влечет за собой не только засорение руды, но и при больших объемах вышедших ПГМ может приводить к закупориванию дучек и проникновению масс в подготовительно-нарезные выработки, вплоть до полной остановки работ.

В результате в недоступных более блоках остаются огромные потери руды, а также возрастает объем дополнительных подготовительно-нарезных работ, необходимых для доступа к оставшимся частям рудного блока.

Для снижения рисков проникновения ПГМ в выработки было предложено перейти от одностадийной технологии отработки очистных рудных блоков – системы этажного принудительного обрушения со сплошной выемкой руды под обрушенными породами, используемой в настоящее время на руднике, на двухстадийную технологию – систему разработки этажным принудительным обрушением с вертикальными компенсационными камерами. При данной системе первоначально часть запасов блока вынимают в виде камер, а затем на образовавшееся компенсационное пространство обрушают оставшуюся часть блока путем разрушения межкамерных и межблочных целиков. Затем осуществляют донный выпуск взорванной руды под налегающими обрушенными породами.

Главным преимуществом данной системы разработки является возможность выемки большего процента чистой руды из камер, чем под обрушенными породами. Недостатком данной системы является наличие риска возникновения внезапного и неконтролируемого самообрушения компенсационных камер, что чревато нарушениями остального массива и опасностью воздушных ударов. Однако, высокая трещиноватость и сравнительно низкая устойчивость рудного массива Соколовского рудника уменьшает вероятность возникновения воздушных ударов, поскольку возможные самообрушения в камерах с большой вероятностью будут развиваться постепенно: с вывалами более мелких породных блоков, чем в низкотрещиноватых массивах. При этом участок возникновения самообрушения в камере можно использовать в качестве индикатора местоположения возможного прорыва ПГМ.

Объект и методы исследований. Северный участок, как и все Соколовское месторождение в целом, сложен двумя комплексами горных пород: палеозойским, представленным сложно дислоцированными эффузивно-осадочными породами нижнего карбона, и вышележащим мезокайнозойским. Верхний комплекс пород сложен горизонтально залегающими осадочными породами, представленными песчано-глинистыми

отложениями мезокайнозойского возраста, средней мощностью 115 м. Наличие данной водоносной песчано-глинистой толщи, перекрывающей скальную рудоносную зону месторождения, и является главным негативным природным фактором, затрудняющим эффективное и безопасное ведение горных работ.

Отрабатываемый в настоящее время рудный блок на Северном участке месторождения представлен двумя рудными линзами 3а и 3б, разделенными прослоем мощностью от 5 до 35 м. Мощность основной рудной линзы 3б увеличивается по падению от 10-15 м на горизонте -120 м до 30-50 м на горизонте -190 м. Падение залежи крутое, угол 70-85°. Рудное тело сложено вкрапленными и полосчатыми рудами гранат-пироксен-магнетитового состава. Рудная линза 3а является маломощной (4 – 8 м), невыдержанной по падению. На горизонтах -260 м и -340 м общие размеры рудной пачки по простиранию – 1500 м, по падению – до 140 м.

Категория устойчивости руд IV-V, коэффициент крепости по шкале проф. М. М. Протодьяконова – $f = 5 \div 8$. С глубины 300 м (от земной поверхности) месторождение отнесено к категории склонных к горным ударам. В настоящее время горные работы на исследуемом участке достигли горизонта -260 м, что при абсолютных отметках поверхности около 190 м соответствует глубине 450 м.

Для установления оптимальных параметров камер, при которых их кровля будет сохранять общую устойчивость, а также межкамерных и межблочных целиков по простиранию и вкрест простирания, было выполнено компьютерное моделирование методом конечных элементов в двумерной постановке. Использование метода численного моделирования позволяет учитывать гораздо большее количество факторов, влияющих на состояние массива [2 – 7]. Данный метод находит все более широкое применение для расчета устойчивости подземных выработок, способствуя решению целого ряда задач – снижения потерь и разубоживания руды [8 – 10], обеспечения безопасности горных работ в удароопасных условиях [3, 11], совершенствования систем разработки [12 – 18] и др.

Моделирование выполнялось в программном комплексе Rocscience RS2 (ранее – Phase2) [19]. Программа RS2 представляет собой мощный инструмент для моделирования методом конечных элементов, позволяя быстро создавать сложные многостадийные модели, а также предоставляет широкие возможности для всестороннего анализа полученных результатов [12, 20].

Созданная модель представляет собой упруго-пластичный массив, в котором поочередно были образованы две выработки (камеры), разделенные между собой целиком (рис. 1). Выбор количества камер обоснован размерами очистного блока на участке работ.

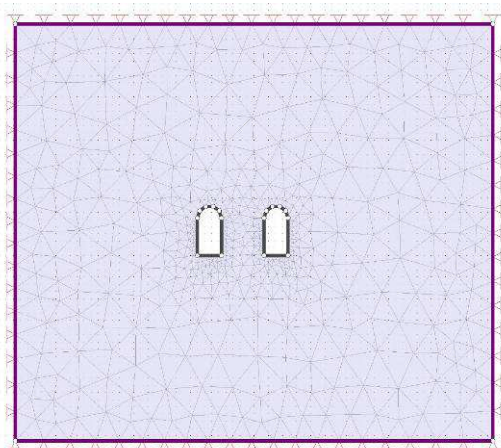


Рис. 1. Конечно-элементная модель массива горных пород, вмещающего подземные выработки (камеры)

Граничные условия для модели установлены по данным ранее выполненных лабораторных испытаний образцов: $\gamma = 0,026 \text{ МН/ м}^3$ – удельный вес горного массива (налегающей породной толщи); $\lambda = \mu / (1 - \mu) = 0,3 / (1 - 0,3) = 0,4$ – коэффициент бокового давления горного массива; $\mu = 0,3$ – коэффициент Пуассона.

В модели заданы действующие в массиве горизонтальные ($\sigma_{\text{шир}}$, $\sigma_{\text{мер}}$) и вертикальные напряжения ($\sigma_{\text{верт}}$), определенные ранее натурными измерениями на данном участке месторождения [21, 22]: $\sigma_{\text{верт}} = 13 \text{ МПа}$, $\sigma_{\text{шир}} = 16 \text{ МПа}$, $\sigma_{\text{мер}} = 16 \div 20 \text{ МПа}$.

Моделирование производилось для глубины $H = 500 \text{ м}$.

Так как основной задачей данного исследования является оценка устойчивости рудных целиков, в качестве прочностных характеристик пород массива были приняты физико-механические свойства магнетитовой руды, определенные ранее лабораторными испытаниями в рамках разработки проекта на отработку данного участка месторождения: предел прочности образца пород на сжатие $\sigma_{\text{сж}} = 45 \text{ МПа}$; модуль Юнга $E = 5300 \text{ МПа}$.

В качестве модели поведения массива использовалась модель Хоека – Брауна (Hock – Brown) [23, 24], одним из главных достоинств которой, в отличие от наиболее распространенной на практике модели Мора – Кулона, является ее нелинейность. Эмпирические параметры, предложенные Э. Хоеком и Э.Т. Брауном, учитывающие разнообразные структурные особенности и свойства скальных грунтов, были получены ими при анализе множества лабораторных и полевых испытаний [25].

Одной из самых важных характеристик грунта при использовании модели Хоека – Брауна является геологический индекс прочности GSI – безразмерная величина, характеризующая трещиноватость и раздробленность горных пород [25]. Данный параметр определяется на основании визуальной оценки структуры массива и поверхности трещин.

Помимо возможности учета структурных характеристик массива горных пород, модель также принимает во внимание степень техногенного влияния на массив, зависящую от способов ведения горных работ. Коэффициент нарушения D характеризует вызываемое техногенным воздействием дополнительное нарушение сплошности массива. Данный параметр не зависит от типа, строения и физико-механических свойств исследуемого массива и не требует каких-либо дополнительных исследований – достаточно лишь сведений о способе отработки месторождения [25].

Параметр ненарушенной породы m_i устанавливается на основе геологического описания горной породы в соответствии с ее литологическим типом. Этот параметр также был получен Э. Хоеком и Э.Т. Брауном эмпирическим путем; он никак не описывает степень трещиноватости или физико-механические свойства грунта, а лишь соответствует его литологии и генезису [25].

Вышеперечисленные эмпирические параметры, используемые в модели Хоека – Брауна, определяются по соответствующим таблицам и диаграммам, представленным в работах авторов данной модели [23, 24], а также заложенным в программное обеспечение [19].

Так как массив характеризуется неоднородностью прочностных свойств и напряженно-деформированного состояния, то в программном комплексе Rocscience предусмотрен вероятностный анализ, учитывающий изменение в установленных интервалах заданных граничных условий для создаваемой модели массива (табл. 1).

Исследования включали две стадии: на первом этапе анализировалось изменение напряженно-деформированного состояния окружающего массива после образования одиночной камеры, на втором этапе – после формирования двух камер. Кроме того, моделирование выполнялось при различных геометрических параметрах выработок – камер и целиков [26].

Таблица 1. Интервалы изменения граничных условий

№	Свойства массива	Среднее значение	Стандартное отклонение
1	σ_{ci} , прочность на одноосное сжатие образца горной породы в ненарушенном состоянии	45 Мпа/Мра	15 Мпа/Мра
2	GSI, геологический индекс прочности	55	10
3	m_r , параметр ненарушенной породы	20	5
4	D , коэффициент нарушения	0.8	0.1
5	$\sigma_{верт}$, вертикальные напряжения	13	2
6	$\sigma_{шир}$, горизонтальные широтные напряжения	16	2
7	$\sigma_{мер}$, горизонтальные меридиональные напряжения	18	2

Результаты и обсуждение. В результате численного моделирования определяется изменение напряженно-деформированного состояния окружающего массива, вызванное образованием выработанного пространства, на основании чего оцениваются условия его устойчивости, а именно – коэффициент устойчивости (Strength Factor) и распределение трещин (Yielded Elements) [27].

Значение коэффициента Strength Factor, равное или превышающее 1.0, соответствует устойчивому состоянию выработки, меньшие значения – о высокой вероятности обрушения массива. На основании оценки данного параметра были установлены оптимальные размеры выработок, обеспечивающие их устойчивость в процессе разработки (табл. 2). Кроме того, придание кровле камер арочной формы позволяет снизить величину действующих на ее контуре напряжений [26, 28].

Таблица 2. Оптимальные параметры камер и целиков

	Вкрест простирания	По простиранию
Высота камеры	Не более 35 м	
Ширина камеры	Не более 17 м	Не более 22 м
Межкамерный целик	Не менее 30 м	-
Межблочный целик	-	Не менее 30 м
Форма кровли	Арочная	

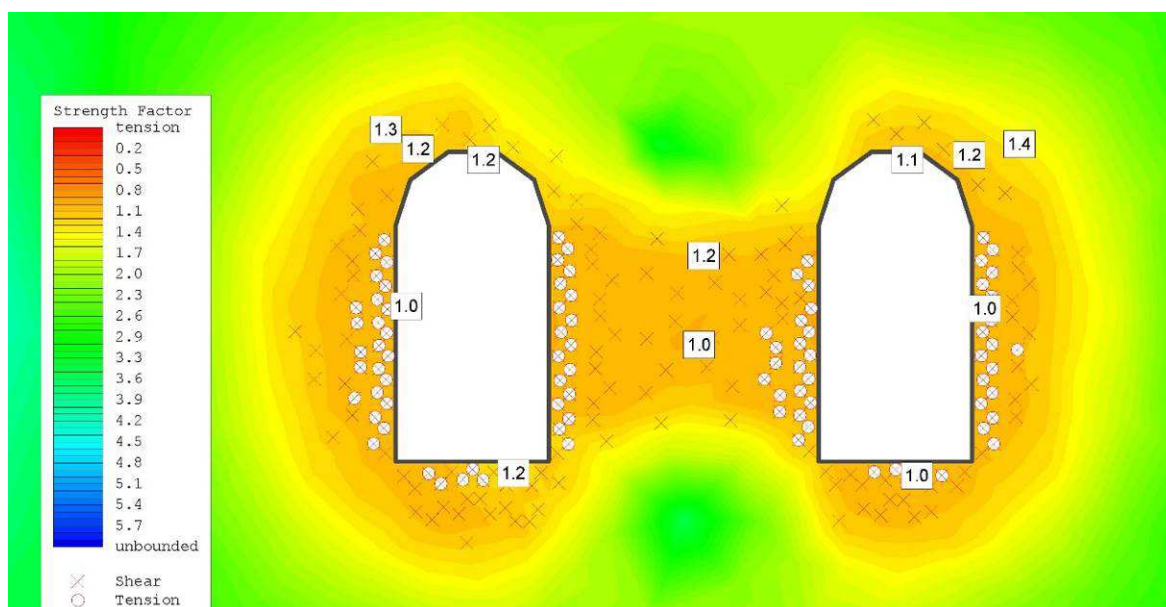


Рис. 2. Распределение коэффициента устойчивости массива (разрез вкрест простирания)

Результаты моделирования с заданными оптимальными параметрами камер и целиков представлены на рис. 2 – 4. Необходимо отметить, что ввиду схожести гранич-

ных условий, а именно – близости значений действующих широтных и меридиональных напряжений и пространственного расположения выработок относительно них, вычисленные размеры устойчивых камер вкрест и по простиранию близки между собой. Следовательно, и результаты компьютерного моделирования, полученные для продольных и поперечных разрезов выработок, практически аналогичны.

На рис. 2 показано определенное по результатам моделирования распределение коэффициента устойчивости массива вокруг выработанного пространства вкрест простирания, а также картина распределения возможных трещин сдвига и растяжения (Shear and Tension joints).

При анализе рисунка 2 видно, что по данным моделирования значение коэффициента устойчивости вблизи выработанного пространства составляет не менее 1.0, что соответствует устойчивому состоянию массива. Картина распределения потенциальных трещин свидетельствует о возможности локального нарушения стенок камер, но при этом устойчивость кровли сохраняется.

На рисунке 3 представлены результаты вероятностного анализа обрушения окружающего массива с учетом изменения граничных условий (табл. 1). Темные области свидетельствуют о том, что обрушение окружающего массива произойдет при любом значении граничных условий из заданного интервала. Более светлые области свидетельствуют о наименее вероятной возможности обрушения массива.

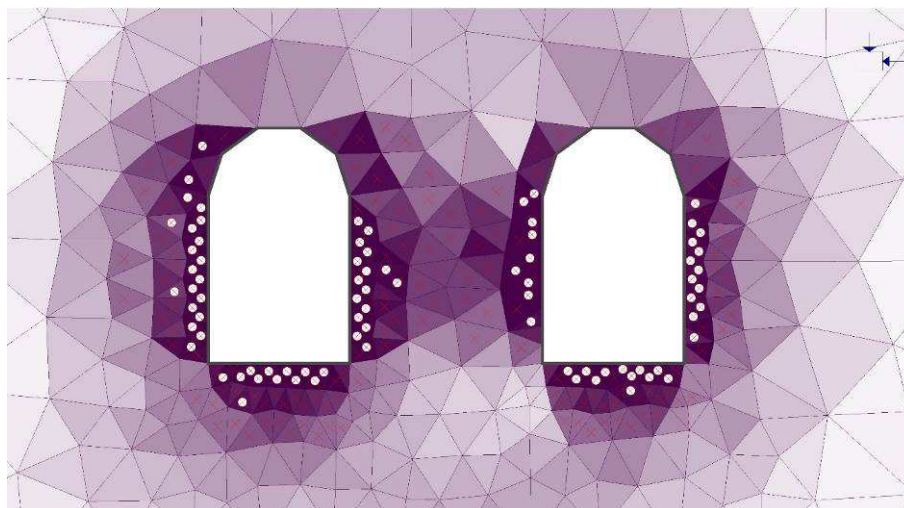


Рис. 3. Зоны распределения вероятности разрушения массива в заданных интервалах граничных условий (разрез по простиранию)

Установлено, что зоны наибольшей вероятности обрушения массива сконцентрированы в стенках и почве камер, возможность обрушения кровли камер маловероятна. Глубина нарушенной зоны по данным моделирования составляет около 6 м. Вероятность устойчивости целика оценивается как удовлетворительная для заданного диапазона значений граничных условий.

Выводы. Рекомендованная для применения на ш. «Соколовская» двухстадийная технология отработки очистных рудных блоков снижает риск проникновения ПГМ в выработки, обеспечивая более безопасное и эффективное ведение горных работ, чем принятая в настоящее время на руднике система этажного принудительного обрушения со сплошной выемкой руды, а также повышает полноту и качество выемки руды. Однако, полностью ее преимущества реализуются при условии сохранения устойчивости кровли компенсационных камер.

Выполненное методом конечных элементов многовариантное численное моделирование влияния очистных выработок на массив позволило определить оптимальные

геометрические параметры камер и целиков, обеспечивающие устойчивость окружающего массива в процессе разработки. Рекомендуемая арочная форма кровли камер обеспечивает устойчивость потолочины, минимизируя вероятность ее самообрушения и выхода ПГМ в выработанное пространство.

Применение программного комплекса Rocscience RS2 позволило учесть большое количество факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние массива, а также проанализировать изменение граничных условий модели и оценить вероятность обрушения. Реализованный в программном комплексе критерий прочности Хоэка - Брауна учитывает нелинейное деформирование скальных грунтов, а также структурные особенности массива и степень техногенного воздействия на него.

С целью проверки результатов теоретических исследований на руднике планируется создание опытно-промышленного участка. Результаты натурных исследований позволят сделать окончательный вывод об эффективности предложенной технологии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Урдубаев Р.А., Верин С.В., Шихаметов Р.В. Подземные горные работы в АО «ССГПО» // Горный журнал. – 2014. – № 6. – С. 32–37.
2. Тюпин В.Н. Установление динамически устойчивых размеров обнажений трещиноватого напряженного горного массива при камерных вариантах систем разработки // Вестник Забайкальского государственного университета. – 2016. – Т. 22. – № 6. – С. 31–39.
3. Куранов А.Д., Сидоров Д.В., Сучилин А.В. Метод определения безопасных параметров междукамерных целиков на рудниках ЗАО «Эльконский ГМК» // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. – 2013. – № 1. – С. 115–119.
4. Niculae R.R. The surface's stability analysis with finite element method under the coal mining at e.m. Livezeni // Journal of Young Scientist. – 2013. – V. I. – P. 69–74.
5. Radouane N., Boukelloul M., Fredj M. Stability Analysis of Underground Mining and their Application on the Mine Chaabte El Hamra, Algeria // Procedia Earth and Planetary Science. – 2015. – V. 15. – P. 237–243. DOI: 10.1016/j.proeps.2015.08.058
6. Shabanimashcool M., Li C.C. A numerical study of stress changes in barrier pillars and a border area in a longwall coal mine // Int. J. Coal Geol. – 2013. – V. 106. – P. 39–47. DOI: 10.1016/j.coal.2012.12.008
7. Wang S., Hao S., Chen Y., Bai J., Wang X., Xu Y. Numerical investigation of coal pillar failure under simultaneous static and dynamic loading // Int. J. Rock Mech. Min. Sci. – 2016. – V. 84. – P. 59–68. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2016.01.017
8. Авдеев А.Н., Давиденко А.А., Сосновский Л.И. Обоснование параметров устойчивых междукамерных целиков и обнажений кровли камер на Тыретском руднике // Вестник Иркутского государственного технического университета. – 2014. – № 12. – С. 66–71.
9. Подопригора В.Е. Обоснование рациональных параметров поэтажно-камерной системы разработки с применением метода конечных элементов // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2005. – № 5. – С. 216–219.
10. Литвиненко В.С., Богуславский Э.И., Коржавых П.В. Физическое и математическое моделирование технологических параметров этажно-камерной системы разработки нижнего горизонта рудника им. Губкина // Записки горного института. – 2012. – Т. 195. – С. 115–119.
11. Черепов А.А., Ширяев С.Н., Кулак В.Ю. Исследование распределения напряжений и деформаций геомассива при камерно-столбовой системе разработки мощного пологого угольного пласта // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2017. – № 9. – С. 170–178. DOI: 10.25018/0236-1493-2017-9-0-170-178
12. Петров А.Н., Слепцов В.И., Акимов Д.Д. Оценка устойчивости камер в условиях месторождения «Мир» // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2014. – № 9. – С. 389–393.
13. Nomikos P.P., Sofianos A.I. An analytical probability distribution for the factor of safety in underground rock mechanics // Int. J. Rock Mech. Min. Sci. – 2011. – V. 48. – Iss. 4. – P. 597–605. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2011.02.015

14. Yang H., Kim W., Ali M. Performance of pillar design in underground stone mines that include discontinuities // *Geosystem Engineering*. – 2012. – V. 15. – Iss. 3. – P. 187–194. DOI: 10.1080/12269328.2012.704160
15. Gaede O., Schrank C., Canbulat I., Karrech A. A strain-based failure criterion for pillar stability analysis // *AusRock 2014: Proceedings of Third Australasian Ground Control in Mining Conference*. – Sydney: The Australasian Institute of Mining and Metallurgy, 2014. – P. 393–398.
16. Huang Z., Dai X., Dong L. Buckling failures of reserved thin pillars under the combined action of in-plane and lateral hydrostatic compressive forces // *Comput. Geotech.* – 2017. – V. 87. – P. 128–138. DOI: 10.1016/j.compgeo.2017.02.013
17. Zhang W., Kong X., Kang T., Zhao G. Research on reasonable size of large coal pillar between panels at mining face with soft surrounding rock // *Min. Res. Dev.* – 2013. – V. 33. – P. 14–17.
18. Zhang K., Jiang Y., Zhang Z., Zhang Y., Pang X., Zeng X. Determining the reasonable width of narrow pillar of entry in gob entry driving in the large pillar // *J. Min. Saf. Eng.* – 2014. – V. 31. – P. 255–262.
19. Rocscience RS2. URL: <https://www.rocscience.com/software/rs2> (дата обращения 07.08.2018).
20. Шпаков П.С., Долгоносков В.Н., Нагибин А.А., Кайгородова Е.В. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния массива в окрестности очистного пространства в программе «Phase 2» // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. – 2015. – № 9. – С. 59–66.
21. Панжин А.А., Панжина Н.А. Природное и техногенно измененное напряженно-деформированное состояние породного массива на ССГПО // *Маркшейдерия и недропользование*. – 2014. – № 5 (73). – С. 44–51.
22. Балеков А.Е., Панжин А.А., Коновалова Ю.П., Мельник Д.Е. Особенности напряженного состояния горного массива Соколовского железорудного месторождения // *Инновационные геотехнологии при разработке рудных и нерудных месторождений: сб. докладов VII Международной научно-технической конференции*. – Екатеринбург, 11 апреля 2018. – Екатеринбург: УГГУ, 2018. – С. 256–264.
23. Hoek E., Wood D., Shah S. A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses // *Eurock 1992: Proceedings of the International ISRM Symposium on Rock Characterization*. – London, 1992. – P. 209–213.
24. Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition // *NARMS-TAC 2002: Proceedings of the Conference*. – Toronto, 2002. – P. 267–273.
25. Сас И.Е., Бершов А.В. Об особенностях модели поведения скального грунта Хоека - Брауна и задании ее исходных параметров // *Инженерные изыскания*. – 2015. – № 13. – С. 42–47.
26. Gao Y., Guo Z., Yang J., Wang J., Wang Y. Steady analysis of gob-side entry retaining formed by roof fracturing and control techniques by optimizing mine pressure // *J. China Coal Soc.* – 2017. – V. 42. – P. 1672–1681.
27. Sepehri M., Apel D., Liu W. Stope stability assessment and effect of horizontal to vertical stress ratio on the yielding and relaxation zones around underground open stopes using empirical and finite element methods // *Arch. Min. Sci.* – 2017. – V. 62. – № 3. – P. 653–669. DOI: 10.1515/amsc-2017-0047
28. Павлов С.П., Крысько В.А., Бодягина К.С. К вопросу об оптимизации формы геологических выработок и топологии их укрепления // *Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов*. – 2017. – Т. 328. – № 1. – С. 6–12.
29. Харисов Т.Ф. Исследования конвергенции породных стенок ствола в условиях запредельного состояния призабойного массива // *Известия высших учебных заведений. Горный журнал*. – 2017. – № 5. – С. 46–51.
30. Харисов Т.Ф., Князев Д.Ю. Закономерности деформирования породных стенок ствола в процессе продвижения забоя в условиях запредельного напряженно-деформированного состояния массива // *Проблемы недропользования*. – 2017. – № 1 (12). – С. 96–101. DOI: 10.18454/2313-1586.2017.01.096

31. Харисов Т.Ф., Антонов В.А. Исследование деформации горных пород в процессе проходки вертикального ствола // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2015. – №3. – С. 146-150.

УДК 622.834

О ПРОБЛЕМЕ ПРОГНОЗА ОБРУШЕНИЙ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ ПОДЗЕМНОЙ РАЗРАБОТКЕ МЕСТОРОЖДЕНИЙ

ХАРИСОВА О. Д.¹

¹ ФГБУН Институт горного дела Уральского отделения РАН, г. Екатеринбург

Аннотация. В статье представлен анализ результатов маркшейдерских наблюдений, выполненных накануне обрушения земной поверхности при подземной разработке месторождения.

Ключевые слова: подземная разработка месторождений, обрушение земной поверхности, провал, сдвижение горных пород, мониторинг, маркшейдерские наблюдения, наблюдательная станция.

ON THE ISSUE OF FORECASTING GROUND COLLAPSE IN THE UNDERGROUND MINING OF DEPOSITS

OLGA D. KHARISOVA¹

¹ Institute of Mining of Ural Branch of RAS

Abstract: The article presents the analysis of results of mine surveying implemented the day before the surface failure due to the underground mining of deposit.

Key words: underground mining, ground collapse, failure, rock displacement, monitoring, mine surveying, control network.

Проблема внезапных обрушений земной поверхности особенно актуальна для горнодобывающих регионов с длительной историей ведения горных работ, в том числе из-за наличия заброшенных подземных горных выработок, для которых характерны небольшие глубины. Потеря устойчивости мелкозалегающих выработок зачастую приводит к образованию провалов на поверхности [1].

Пермский край является крупным горнодобывающим регионом, на территории которого разрабатывается множество месторождений различных видов полезных ископаемых. Значительная техногенная нагрузка на территории региона повышает риск проявления опасных деформационных процессов. В 2017 г. на территории Чусовского района только за полугодовой период были зафиксированы 6 провалов над бывшими горными выработками. Провалы образовались в пределах полей шахт Скальная №1 и №2 Кизеловского каменноугольного бассейна к северу от пос. Скальный и юго-западу от пос. Половинка [2].

На востоке Пермского края в 50 км к северо-востоку от вышеупомянутых населенных пунктов находится Сарановское месторождение хромитов. Освоение месторождения началось в конце XIX в. и первоначально производилось открытым способом. Начиная с 1957 г. и по настоящее время добыча в основном ведётся подземным способом, за исключением нескольких локальных участков открытых горных работ. В настоящее время глубина горных работ относительно земной поверхности на месторождении превышает 350 м.

За более чем вековой период отработки месторождения на поверхности сформировалась обширная мульда сдвигения с характерными зонами: зоной обрушения, трещин, плавных сдвижений и деформаций. Для мониторинга процесса сдвигения горных пород в 1979 г. на месторождении оборудована поверхностная наблюдательная станция, включавшая 7 профильных линий вкрест и по простиранию рудных залежей, по которой ежегодно проводились инструментальные наблюдения. Начиная с конца 1990-х гг. процесс сдвигения носил плавный характер, новых выходов провалов или воронок обрушения на поверхность месторождения не наблюдалось.

В июле 2013 г. на месторождении произошло чрезвычайное происшествие – обрушение земной поверхности в районе пересечения профильных линий I и VI в висячем боку месторождения (Рис. 1). В результате образовался провал размером приблизительно 110 на 60 м, уничтожив несколько единиц техники. Обрушение произошло над непогашенными пустотами старых выработок в зоне ведения современных открытых горных работ с формированием отвала пустых пород вблизи существующей зоны обрушения.

Непосредственно за день до аварии на профильной линии I была выполнена очередная серия нивелирования (профильная линия VI к 2013 г. была уничтожена). Таким образом, появилась уникальная возможность проанализировать поведение массива накануне готовящегося обрушения.

Исследователями отмечается, что масштабные обрушения земной поверхности, как правило, сопровождаются предвестниками [3-5]. Для выявления возможных предвестников данной аварии, а также оценки последующего состояния массива, были проанализированы результаты мониторинговых наблюдений методом геометрического нивелирования, выполненных в период с 2006 по 2018 гг. Измерения выполнялись ежегодно, за исключением 2008 г., а также периода 2015-2017 гг.

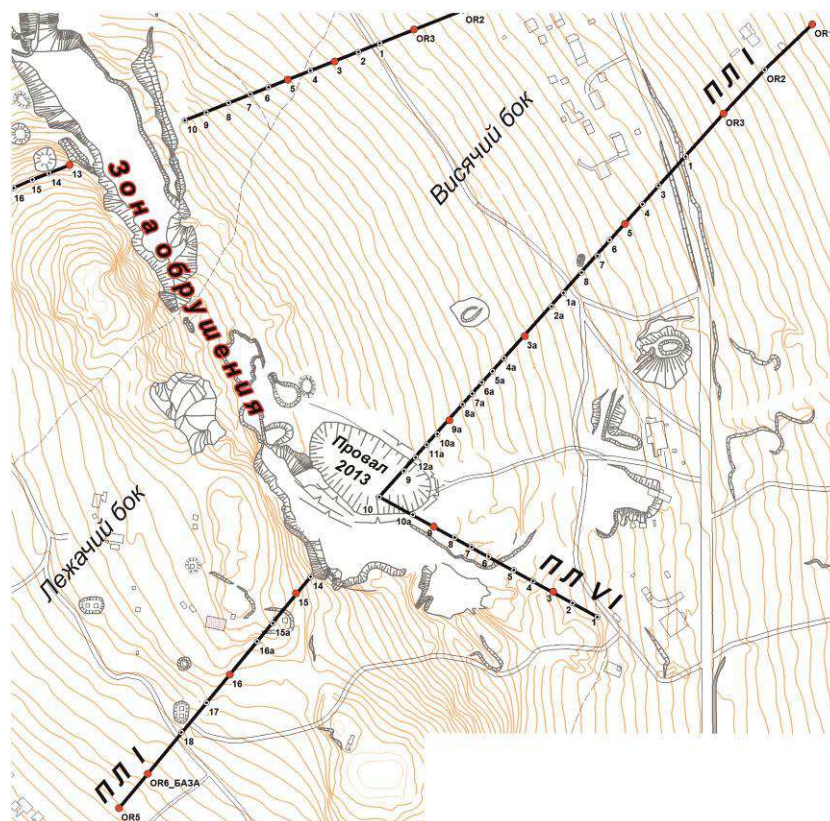


Рис. 1. План участка поверхности Сарановского месторождения в районе провала 2013 г.

По результатам обработки измерений вычислялись величины вертикальных смещений реперов профильной линии I между сериями наблюдений. На Рис. 2 каждая точка графика представляет вертикальное смещение конкретного репера за определенный период. Значения оси абсцисс соответствуют расстоянию от опорного репера до данного. Отрицательные значения оси ординат соответствуют оседаниям, положительные – поднятиям.

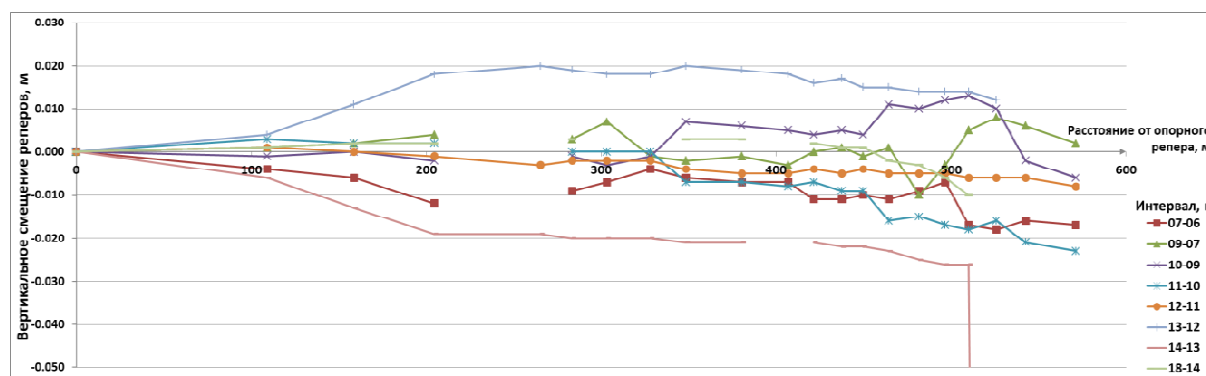


Рис. 2. Графики вертикальных смещений реперов висячего бока профильной линии I между сериями наблюдений за период 2006-2018 гг.

При анализе профилей смещений реперов висячего бока прослеживается знакопеременный характер сдвижения между сериями наблюдений. Численные результаты мониторинга в виде средних значений вертикальных смещений реперов также представлены в Таблице 1.

Таблица 1 – Средние значения вертикальных смещений реперов висячего бока профильной линии I между сериями наблюдений за период 2006-2018 гг.

Период, гг.	07-06	09-07	10-09	11-10	12-11	13-12	14-13	18-14
Среднее смещение, м	-0.009	0.001	0.004	-0.008	-0.004	0.015	-0.058	0.000

За период 2006-2007 гг. данный отрезок профильной линии испытал оседание, за последующий двухлетний период – чередование оседаний и поднятий у отдельных реперов (возможно, сказывается пропуск одного цикла наблюдений в 2008 г.). Следующий период 2009-2010 гг. характеризуется преобладанием поднятий реперов висячего бока, сменяемых явным оседанием в 2010-2011 гг. За последующий период 2011-2012 гг. также наблюдалось оседание данного участка, однако, в значительно меньшей степени, чем за предыдущий период.

И, наконец, результаты наблюдений, выполненных непосредственно за сутки до обрушения, выявили резкий подъем реперов висячего бока (соответствует самой верхней линии графика). Средняя величина подъема реперов за период 2012-2013 гг. значительно превысила его значение за период 2011-2012 гг. (табл. 1). В последующий за обрушением период 2013-2014 гг. закономерно произошло значительное оседание висячего бока, особенно резко проявившееся вблизи границы воронки.

После 2014 г. наблюдения, выполнявшиеся на месторождении на договорной основе, были прекращены вплоть до 2018 г., что не позволило достоверно оценить процесс дальнейшего восстановления массива и возможного накопления новых напряжений. По результатам определения смещений за четырехлетний период выявлено, что начальный участок профильной линии характеризуется небольшим подъемом, по мере приближения к границе провала сменяющимся небольшим оседанием. Необходимо отметить, что столь длительный перерыв между сериями наблюдений в значительной

степи сглаживает результаты определения происходящих в массиве деформаций, что подтверждается данными табл. 1, согласно которым усредненное смещение реперов за указанный период составило 0 мм.

Таким образом, по результатам мониторинга участка обрушения выделяется циклическое чередование оседаний и поднятий, причем обрушению предшествовало максимальное по величине поднятие (период 2012-2013 гг. на Рис. 2, Табл. 1). К сожалению, дискретность измерений с интервалом 1 раз в год не позволяет точно установить момент начала резкого поднятия поверхности, однако, данное наблюдение является весьма ценным для среднесрочного прогноза готовящегося обрушения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. П. Стржалковский. О методе прогнозирования образования провалов и его практическом применении // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. – №1. – 2017. – С. 58–63.
2. Н. В. Лаврова, М. В. Богомаз, О. И. Кадебская. Мониторинговые наблюдения за провалами на территории Пермского края в первом полугодии 2017 г. // Горное эхо. – №2 (67). – 2017. – С. 28–33.
3. T. Szwedzicki. Rock mass behaviour prior to failure // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. – 40. – 2003. – pp. 573–584.
4. T. Szwedzicki. Geotechnical precursors to large-scale ground collapse in mines // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. – 38. – 2001. – pp. 957–965
5. T. Szwedzicki. Precursors to rock mass failure in underground mines // Archives of Mining Sciences. – Vol. 53. – 2008. – No 3. – pp. 449–465.

УДК 622.256.753

ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ И РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИЙ КЛИНОВЫХ ПРЕДОХРАНИТЕЛЬНЫХ ПОЛКОВ ПРИ УГЛУБКЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ

ПЕРШИН В. В.¹, КОПЫТОВ А. И.¹, ВЕТИ А. А.¹

¹ ФГБОУ ВО «Кузбасский государственный технический университет
им. Т. Ф. Горбачева». г. Кемерово

Аннотация. На основании проекта реконструкции Горно-Шорского филиала ОАО «Евразруда», разработанного АО «Гипроруда» для поддержания производственной мощности предприятия 6 млн. тонн в год, ствол «Скиповой» необходимо углубить с отметки + 115 м. до отметки – 85м.

В связи с тем, что сроки реконструкции необходимо было сжать, сотрудниками ООО «СибГорКомплекс Инжиниринг» совместно с кафедрой «Строительство подземных сооружений и шахт» КузГТУ им. Т. Ф. Горбачева были разработаны несколько вариантов новых конструкций клиновых предохранительных полков для углубки вертикальных стволов шахт в условиях работы эксплуатационного подъема.

Анализ отечественного и зарубежного опыта показал, что за последние 30 лет разработкой новых конструкций предохранительных устройств для углубки вертикальных стволов шахт ни в России, ни за рубежом никто не занимался, а последние методические указания по их проектированию были разработаны и внедрены еще в 1979 году ВНИИОМШСом и в 1985 году Криворожским горнорудным институтом.

В статье приведены результаты исследований воздействия динамических нагрузок на конструкцию предохранительных устройств при углубке скиповых стволов. На основе методики расчета основных элементов по силовому воздействию при аварийной разгрузке скипов, установлены зависимости позволяющие определить величину динамического воздействия на

основные конструктивные элементы предохранительных полков при полном перекрытии сечения ствола, которые могут быть использованы при обосновании параметров конструкции новых клиновых предохранительных полков.

Ключевые слова: вертикальный ствол, углубка, клиновой предохранительный полк

SUBSTANTIATION OF PARAMETERS AND DEVELOPMENT OF DESIGN OF PENTICES WHEN SINKING VERTICAL MINE SHAFTS

PERSHIN VLADIMIR VIKTOROVICH¹, KOPYTOV ALEKSANDR IVANOVICH¹
VETI AHMED AIMANOVICH¹

¹ T.F. Gorbachev Kuzbass State Technical University

Abstract: Based on the reconstruction project for Gorno-Shorsky branch of JSC “Evrazruda” developed by JSC “Giproruda” to maintain the enterprise’s production capacity of 6 million tons per year, the shaft “Skipovoy” should be sunk from the level of 115 m to the level of 85 m.

Due to the fact that the reconstruction period was to be shortened, the employees of LLC “SibGorComplex Engineering” together with the Underground and Mine Construction Department of T.F. Gorbachev Kuzbass State Technical University developed several variants of new design of wedge pentices for vertical mine shaft sinking under hoisting operations.

The analysis of domestic and foreign experience has shown that over the past 30 years, no one has been engaged in the development of new designs of safety devices for vertical mine shaft sinking in Russia or abroad, and the latest guidelines for their design were developed and introduced in 1979 by All-Union Scientific Research Institute of Organization and Mechanization of Mine Construction in 1985 by Krivoy Rog Ore Mining Institute.

The results of studies of the dynamic loading impact on the design of safety devices in skip shaft sinking are presented in the article. Based on the method of designing the force action essentials for the emergency skip dumping, the functions allowing determining the value of the impact on the main structural elements of pentices completely bridging over the shaft cross-section that can be used to substantiate the design parameters of new wedge pentices.

Key words: vertical shaft, shafts sinking, wedge protective bunt.

Главными задачами горной промышленности являются развитие опережающими темпами рудной и угольной баз и непрерывное обеспечение потребителей страны качественным рудным и топливным сырьём. Геотехнологии добычи полезных ископаемых должны обеспечивать их высокую конкурентоспособность в условиях рыночной экономики. Решение этой задачи требует особых подходов при принятии новых технических и технологических решений для повышения эффективности и безопасности горных работ в условиях подземной разработки месторождений [1].

Как правило, горное предприятие (шахта или рудник) в соответствии с проектными решениями, с целью поддержания или наращивания производственной мощности и максимального извлечения полезного ископаемого на горном отводе, проходит несколько этапов реконструкции в течение всего жизненного цикла. Это требует меньших финансовых затрат и трудовых ресурсов, чем строительство новых предприятий.

В отечественной и зарубежной практике добычи полезных ископаемых подземным способом широко применяется вскрытие месторождений вертикальными стволами, глубина которых может достигать более 3 км. При строительстве и эксплуатации вертикальных стволов используется большое количество различных машин и оборудования. С учетом этого разработаны их типовые сечения с размещением подъемных сосудов, армировки и оборудования на основе минимизации типоразмеров, надежности, безопасности и удобства эксплуатации.

Вертикальные стволы и их углубка – наиболее важное звено при строительстве и реконструкции горных предприятий, так как только после их завершения появляется возможность выполнять горнопроходческие работы на очередном горизонте по подго-

товке новых, зачастую более богатых по содержанию полезного компонента, запасов к очистной выемке.

При углубке ствола в процессе эксплуатационного подъема для защиты рабочих в его углубляемой части от возможного падения подъемных сосудов или их содержимого, требуется сооружение предохранительных устройств [2]. Они могут перекрывать все поперечное сечение ствола или же его часть и должны выдерживать большую ударную нагрузку, а так же быть прочными, простыми по конструкции, иметь меньшую трудоемкость при сооружении и последующем демонтаже.

В зависимости от вида основного несущего элемента предохранительные устройства подразделяются на три типа [3]:

- естественные (породные целики);
- искусственные, выполняемые из металла, бетона, железобетона, стальных канатов и других материалов;
- комбинированные, представляющие собой разнообразное сочетание искусственных полков.

Анализ опыта углубки вертикальных стволов показывает, что в большинстве проектных решений предлагается использовать искусственные горизонтальные предохранительные полки с опорным элементом из мощных двутавровых балок или ферменных конструкций с полным перекрытием сечения ствола.

Наиболее высокие требования для расчета конструктивных элементов предохранительных полков и их сооружения предъявляются при организации работ при углубке стволов, оснащенных скиповым подъемом.

Данный полк должен выдерживать воздействие высоких динамических нагрузок от удара в случае обрыва груженого скипа или просыпи его содержимого, а конструкция – обеспечивать возможности сооружения в наиболее короткие сроки с целью сокращения времени остановки эксплуатационного подъема и избежания снижения производительности предприятия.

По величине возможной нагрузки на предохранительные полки стволы, оснащенные скиповым подъемом, могут быть:

- с одноканатной подвеской подъемных сосудов;
- с многоканатной подвеской подъемных сосудов;

Им характерны следующие виды динамического воздействия на полк:

- обрыв груженого скипа;
- аварийная саморазгрузка скипа.

Анализ результатов аварийных инцидентов на вертикальных стволах в процессе их углубки, выполненный институтами ВНИИОМШС и КГРИ в периоды с 1960 – 1970-х годов и 1976 – 1983 гг., приведенный на рисунке 1, 2 показал, что не смотря на общую положительную динамику снижения аварийных ситуаций в действующих стволах, увеличилось падение в ствол оборвавшихся скипов, которое составляет более 70% всех видов аварий, в том числе за счет падения оборвавшихся скипов непосредственно в зумпф вертикального ствола. Это представляет особую угрозу проходчиков, находящихся под защитным полком при углубке ствола. Следует так же отметить, что все аварии со скипами произошли на одноканатных и двухканатных подъемах. При наличии 4 и более канатов, обрыв не происходил, на основании чего, можно заключить о низкой вероятности аварийного инцидента на многоканатных подъемных установках.

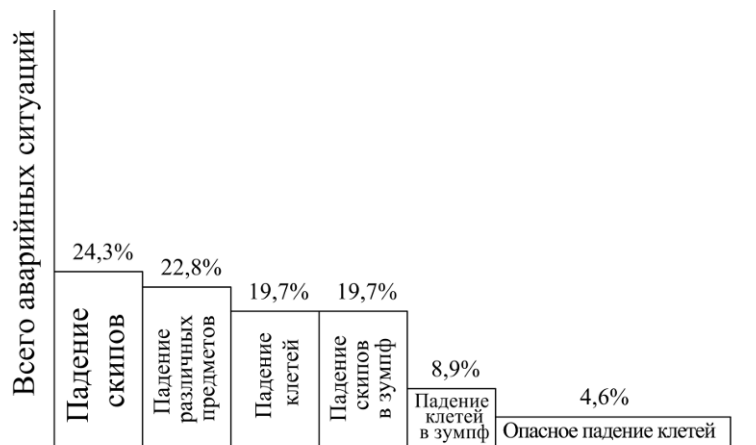


Рис. 1. – Диаграмма распределения аварийных ситуаций за период 1960-1970 гг. в действующих стволах (данные ВНИИОМШС)

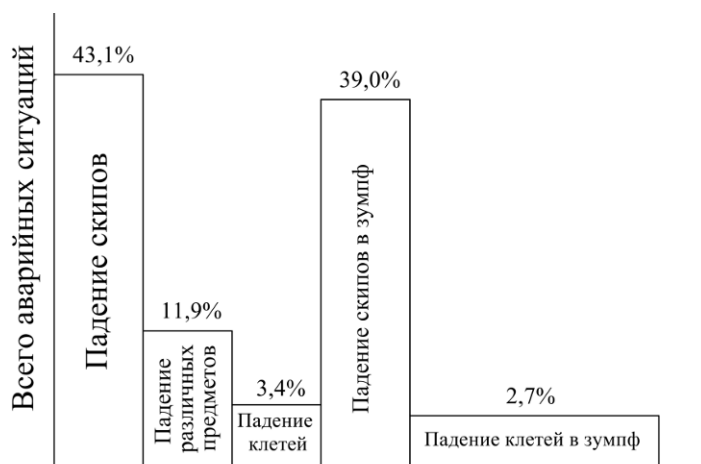


Рис. 2. – Диаграмма распределения аварийных ситуаций за период 1976-1983 гг. в действующих стволах (данные КГРИ)

В связи с этим при разработке конструкций и расчете параметров предохранительных полков при углубке вертикальных стволов в условиях эксплуатационного подъема, необходимо учитывать воздействие максимально возможных динамических нагрузок при обрыве скипа с одноканатной и двух канатной подвеской [4, 5]. При эксплуатации и углубке вертикальных стволов, оснащенных 4 х и более канатным подъемом, случаев обрыва скипов до настоящего времени не известно. Поэтому предохранительный полк при углубке ствола в условиях работы эксплуатационного подъема постоянно подвергается воздействию отдельно падающих кусков, а так же может быть подвержен динамическому воздействию потока горной массы в случае аварийной разгрузки скипа.

Для расчета конструкции предохранительного полка по силовому воздействию в случае аварийной саморазгрузки скипов при углубке ствола в условиях эксплуатационного подъема горнорудного предприятия в настоящей работе принята методика, разработанная для шахт Кривбасса, позволяющая определить вероятностную величину динамической нагрузки потока горной массы на предохранительный полк полностью перекрывающий забой углубляемой части в одном уровне поперечного сечения [4, 5] (рис. 3).

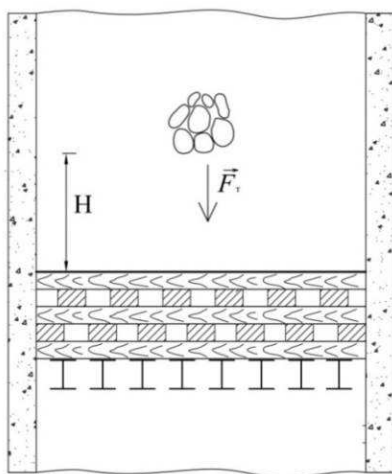


Рис. 3. – Расчетная схема

Исследования воздействия динамических нагрузок на конструкцию предохранительного устройства позволили установить величины нагрузки в зависимости от: коэффициента истечения потока χ (рис. 4, а), скорости падения V_{nm} (рис. 4, б) и высоты падения тела H (рис. 5, а), а так же определить изменение скорости V_{nm} в зависимости от высоты падения тела H (рис. 5, б).

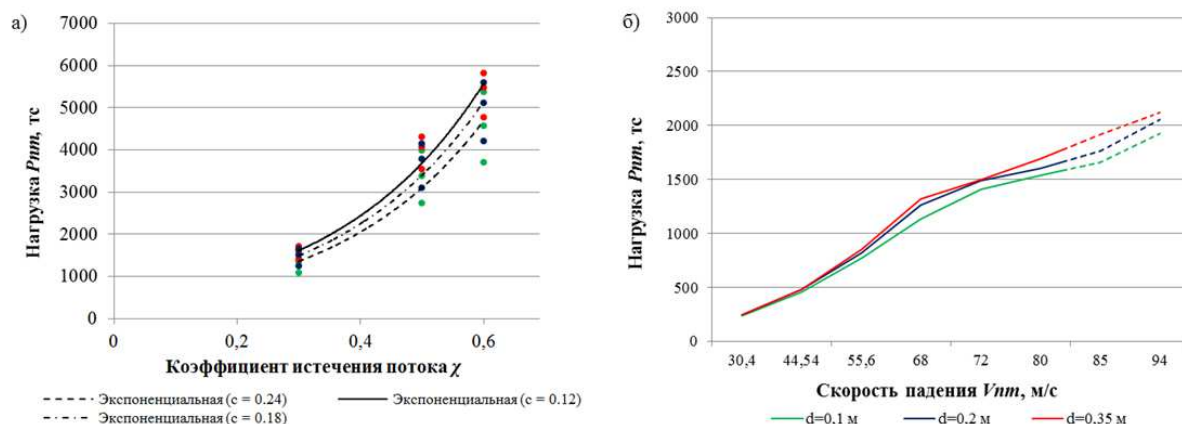


Рис. 4. –Зависимость изменения величины силового воздействия P_{nm} от коэффициента истечения потока χ (а) и от скорости падения V_{nm} (б) для рудной просыпи разной фракции дробления

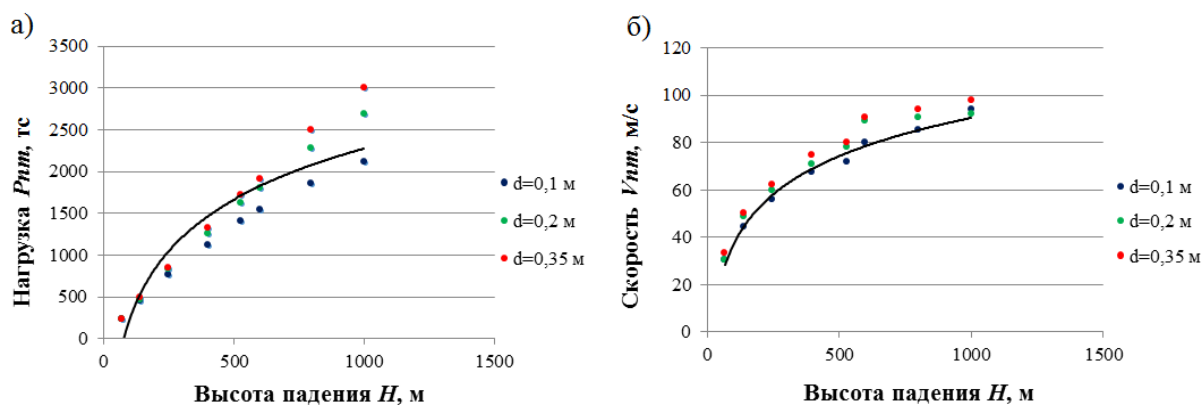


Рис. 5. – Зависимость изменения величин нагрузки P_{nm} (а) и скорости V_{nm} (б) от высоты падения тела

В результате проведенных исследований и математического моделирования установлено, что величина силового воздействия на предохранительный полк увеличивается по экспоненте (см. рис. 4, а). В свою очередь, динамическая нагрузка и скорость падения тела возрастают прямо пропорционально в логарифмической зависимости от высоты падения (см. рис. 5). Таким образом, изменение значения коэффициента истечения χ , принимаемого в зависимости от фракции дробления, влияет на силу соударения тел о предохранительный полк. Оптимальным размером кусков при этом является величина, не превышающая диаметра фракции 0,2 м.

Расчеты элементов предохранительного устройства с использованием данной методики показывают, что для сплошного перекрытия углубляемой части ствола в одном уровне потребуются большие трудозатраты и расход материалов, особенно на сооружение горизонтальных опорных балок. С целью снижения материальных ресурсов и трудовых затрат при проектировании и сооружении предохранительных полков необходимо учитывать назначение ствола и типоразмеры компоновки оборудования в его сечении.

Так, ствол «Скиповой» в процессе реализации проекта реконструкции Шерегешской шахты Горно-Шорского филиала ОАО «Евразруда» необходимо было углубить с отметки +115 м до отметки -85 м (шаг углубки 200 м).

Ствол предназначен для выдачи руды двумя скипами вместимостью 50 т и двумя скипами для выдачи породы вместимостью 15 т из расчета обеспечения производительности 6 млн. тонн рудной массы в год (рис 6, а).

Для углубки ствола с горизонта -85 м, который был вскрыт ранее стволом «Ново-Клетевой», в его центральной части буровзрывным способом с использованием комплекса КПВ-2 был пройден восстающий размерами 2×2 м. Далее работы по углубке ствола выполнялись в направлении сверху вниз полным сечением, с переспуском породы через восстающий на горизонт -85 м и последующей погрузкой в вагонетки ВВ-2,5 с помощью породопогрузочной машины ППМ-2.

Изучение практики сооружения и применения искусственных предохранительных полков при углубке вертикальных стволов шахт показывает, что для принятой технологической схемы возможно использовать элементы конструкции клиновых предохранительных полков, предложенных проф. С. А. Федоровым, в которых динамическое воздействие на горизонтальные несущие балки значительно снижается за счет наклонных отражательных стенок [6].

Кроме того, по сравнению с горизонтальными полками, рассчитанными на полное гашение кинетической энергии, расход материалов в клиновых полках меньше. Учитывая данные преимущества клиновых предохранительных полков и результаты математического моделирования, ООО «СибГорКомплекс Инжиниринг» совместно с кафедрой «Строительство подземных сооружений и шахт» КузГТУ им. Т. Ф. Горбачева были разработаны несколько вариантов новых конструкций клиновых предохранительных полков для углубки вертикальных стволов в условиях работы эксплуатационного подъема, которые защищены патентами на полезные модели [7, 8, 9].

Принципиально они представляют собой Z-образную конструкцию из смещенных по высоте и параллельных друг другу верхнего и нижнего предохранительных полков, которые за счет углов наклона выполняют функцию отражательной стенки (рис. 6, б).

На опорных балках, размещенных в основании полков, сооружены буферные распределительно-утяжелительные бетонные плиты и амортизирующие элементы из деревянного бруса, футерованные наклонными отражательными металлическими листами.

Верхняя и нижняя часть предохранительного полка соединены между собой разделительной стенкой, тем самым полностью перекрывая сечение углубляемой части вертикального ствола.

Верхний полок, рассчитанный под большую ударную нагрузку, монтируется под отделением рудных скипов. Под отделением меньших по объему породных скипов сооружается нижняя часть предохранительного полка, рассчитанная на значительно меньшие динамические нагрузки.

Промышленные испытания новой конструкции клинового предохранительного полка, разработанной и рассчитанной с использованием методики влияния силового воздействия на его главный элемент – опорные балки, в случае аварийной саморазгрузки скипа, подтвердили ее высокую надежность.

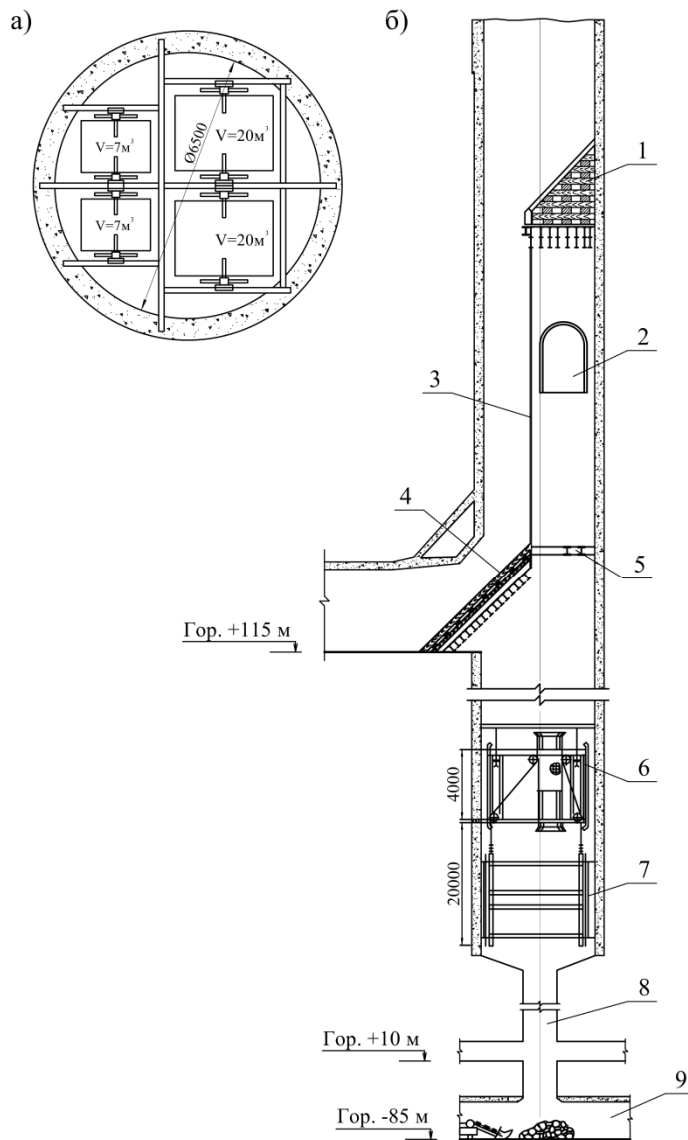


Рис. 6. – Технологическая схема углубки ствола «Скиповой»:

- 1 – верхний предохранительный полок, 2 – канатный ходок,
- 3 – разделительная стенка, 4 – нижний предохранительный полок, 5 – подшивная площадка, 6 – подвесной полок, 7 – опалубка, 8 – восстающий гезенк, 9 – подводящая выработка

Ударная нагрузка в результате неизбежной просыпи рудной массы в объеме до 40 м^3 в сутки в процессе работы скипового подъема и массой одного куска, достигающей 200 кг в первую очередь воспринимается наклонной плоскостью верхнего предохранительного полка, затем наклонной плоскостью нижнего предохранительного полка, который так же воспринимает нагрузку от просыпи скипов породного подъема. Вследствие изменения направления движения падающих рудных и породных кусков, ударная нагрузка в десятки раз меньше, чем при полном гашении кинетической энергии падающих тел о горизонтальный полок. Вся просыпь скатывается в специальную отбойную

нишу, в качестве которой может использоваться проектная горная выработка из комплекса околоствольных сооружений.

Применение новой конструкции предохранительного полка позволило обеспечить надежную безопасность работ при углубке ствола «Скиповой» Горно-Шорского филиала ОАО «Евразруда», получить экономический эффект в размере 70 млн. рублей за счет снижения расхода материалов, трудоемкости монтажа, демонтажа, и сокращения времени остановки скипового подъема [10, 11].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Першин, В. В. Реконструкция горных предприятий : учеб. пособие для вузов / В. В. Першин, А. И. Копытов, В. И. Сарычев. – Новосибирск : Наука, 2014. – 204 с.
2. Федеральные нормы и правила в области промышленной безопасности «Правила безопасности в угольных шахтах». Серия 05. Выпуск 40. – Москва : Закрытое акционерное общество «Научно-технический центр исследования проблем промышленной безопасности», 2014. – 200 с.
3. Першин, В. В. Строительство и углубка вертикальных стволов шахт: учеб. пособие для вузов / В. В. Першин, А. И. Копытов, В. И. Сарычев. – Новосибирск : Наука, 2014. – 351 с.
4. Инструкция по расчету, сооружению и ликвидации предохранительных устройств для углубки вертикальных стволов шахт / ВНИИОМШС. – Харьков, 1979. – 91 с.
5. Временная инструкция по защите забоев вертикальных стволов действующих шахт / Минчермет СССР, ВО «Союзшахтопроходка», Криворожский горнорудный институт, Кривой Рог, 1985. – 105 с.
6. Федоров, С. А. Углубка стволов шахт / С. А. Федоров. – Москва : Госгортехиздат, 1963. – 246 с.
7. Патент на полезную модель № 120706 «Клиновой предохранительный полок при углубке вертикальных стволов шахт» Авторы: Копытов А. И., Жук И. В., Войтов М. Д., Морозов С. С. Заявл. 26.04.12 Оpubл. 29.07.2012. Бюлл. №27.
8. Патент на полезную модель № 133198 «Клиновой предохранительный полок» Авторы: Жук И. В., Копытов А. И., Першин В. В., Войтов М. Д., Вети А. А., Заявл. 06.05.13 Оpubл. 10.10.13. Бюлл. №28.
9. Патент на полезную модель № 139338 «Клиновой предохранительный полок» Авторы: Копытов А. И., Войтов М. Д., Вети А. А., Заявл. 28.11.2013 Оpubл. 14.03.2014. Бюлл. №10
10. Копытов, А. И. Новые технологические решения предохранительных устройств для углубки вертикальных стволов шахт / А. И. Копытов, М. Д. Войтов, А. А. Вети // Горный журнал, 2015. – № 1 – С. 67-70.
11. Pershin, V. V. Construction parameters updating of protecting apron under deepening of vertical shafts / V. V. Pershin, A. I. Kopytov, M. D. Voitov, I. V. Zhuk, A. A. Wetti // Taisan Academic Forum – Project on mine Disaster Prevention and Control, 2014. – P. 21–26.

УДК 692.115

АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПРИБРЕЖНОЙ ЗОНЫ МОЗАМБИКА И СТРАН ЮЖНОЙ АФРИКИ

КАЙШАУ Ж. Ж. З.¹, ПЛЕШКО М. С.¹

¹ Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС», г. Москва

Аннотация. Целью настоящей статьи является изучение и анализ инженерно-геологических условий прибрежной зоны Мозамбика и стран южной Африки для освоения подземного пространства. Эти вопросы становятся все более актуальными в связи с резким ростом численности населения и увеличением площадей и плотности городской застройки. На основании выполненного анализа в качестве следующего этапа исследований запланировано обосно-

вание параметров наиболее эффективных технологий подземного строительства применительно к инженерно-геологическим условиям г. Мапуту.

Ключевые слова: Мозамбик, инженерно-геологические условия, подземное строительство.

ANALYSIS OF THE GEOTECHNICAL CONDITIONS OF THE COASTAL ZONE OF MOZAMBIQUE AND THE COUNTRIES OF SOUTHERN AFRICA

KAJSHAU ZH. ZH. Z.¹, PLESHKO M. S.¹

¹National University of Science and Technology "MISIS"

Abstract. The purpose of this article is to study and analyze the geotechnical conditions of the coastal zone of Mozambique and the countries of southern Africa for the development of underground space. These issues are becoming increasingly relevant due to the sharp increase in population and an increase in the area and density of urban development. On the basis of the analysis performed, the next stage of the research is planned to substantiate the parameters of the most effective technologies for underground construction in relation to the geotechnical conditions in Maputo city.

Key words: Mozambique, geotechnical conditions, underground space.

Мозамбик расположен на юго-восточном побережье африканского континента между 30°30' и 41°24' восточной долготы, 10°30' и 26°18' южной широты. Граничит на севере с Танзанией, на юге и юго-западе с ЮАР и Свазилендом, на западе с Зимбабве, на северо-западе с Замбией и Малави. На востоке омывается Индийским океан, напротив острова Мадагаскара. Страна занимает площадь около 799 3800 африканской территории, из которых около 4500 является морской [1, 6].

Длина береговой линии территории Мозамбика составляет около 2700 км и характеризуется разнообразием мест обитания, включая песчаные пляжи, коралловые рифы, прибрежные дюны, лиманы, заливы, ковры из морской травы и мангровые леса и болота (рис. 1). Континентальный шельф имеет площадь около 104 м и простирается на глубину до 200 м [1–3].



Рис 1. Прибрежные зона Мозамбика. Пунктирная линия представляет 200-метровую изобату

Крупные города Мозамбика и стран южной Африка (ЮАР, Ангола...) расположены в прибрежной зоне, где значительно наблюдается повышение населения с большим демографическим коэффициентом перенаселения. Например, в городе Мапуту на данный момент имеет около 1.2 млн жителей, и наибольшая плотность населения находится на окраине города с плотностью населения 1693 человека/м², что почти в пять раз превышает запланированную плотность [4,5]

Этот рост численности (рис. 2), в свою очередь привел к интенсивному развитию жилищного строительства и необходимых для этих городов подземных комплексов в своих центральных районах. Изучение и анализ инженерно-геологических условий прибрежной зоны Мозамбика, а также стран южной Африки является очень важным фактором для дальнейшего развития и освоения подземного пространства и инфраструктуры.



Рис.2. Объявление предварительных результатов IV Всеобщей переписи населения Мозамбика 2017 года

Поскольку на востоке Мозамбик полностью омывается Индийским океаном, это вызывает интерес и необходимость тщательно изучать геологию этой страны, которая показывает свою геологическую особенности. Целью настоящей статьи является изучение и анализ инженерно-геологических условий прибрежной зоны Мозамбика и стран южной Африки для освоения подземного пространства, чтобы уверенно и безопасно противостояния геологическим и гелиотехническим местным условиям.

Анализ и сбор подробной геологической информации и данных мониторинга, включая инженерно-геологические характеристики почв и подземного пространства, гидрогеологические условия и характеристики, качества грунтовых вод и т.д., будет способствовать повышению осведомленности о геологическом воздействии на городские развитие, что в свою очередь позволит разработать эффективные городские решения и создаст основу для стратегического планирования землепользования.

Геологические и геоморфологические строения прибрежной зоны Мозамбика

Краткое описание геологии территории Мозамбика

В геологическом контексте, территория Мозамбика интегрирована в геологию Восточной Африки, для которой характерен докембрийской Африканской платформы, связанная с эволюцией и сложным взаимодействием континентальных литосферных блоков, которые претерпели столкновение, аккрецию и фазы фрагментации, от архаики до мезопротерозоя.

Геологические и палеогеографические модели предполагают, что суперконтинент Гондвана, сформировавшийся во время неопротерозоя приблизительно за 650-550 млн лет до н.э., успешно подвергается фрагментации и рассеянию суперконтинентальной Родиной между 1300 и 750 млн лет до н.э. Объединение Гондваны знаменует собой заключительную фазу панафриканского орогенного цикла. Свидетельство этих событий подтверждается формированием и развитием мозамбикского пролива.

Эти события соответствуют полосе шва между литосферными плитами с интенсивной тектонической деформацией, которая простирается от Восточной Антарктиды, восточноафриканского региона, до «докембрийского арабо-нубийского щита» на севере. Таким образом, в контексте Гондваны Мозамбик является геологически особенной территорией, поскольку находится в пограничной области между кратерами и талиями тектонической деформации, которые вероятно соответствуют зонам столкновения между континентальными блоками в нижнем неопротерозое. Литостратиграфия Мозамбика соответствует кристаллическому субстрату, возраст которого простирается от архаического до палеозойского, включая гетерогенные образования парагнейсов, гранулитов, мигматитов, ортогнейсов и магматических пород [7].

На большей части территории Мозамбика (север. и северо-запад. провинции) развиты докембрийские породы фундамента платформы Африканского континента, которые в южной и восточной части перекрыты фанерозойским вулканогенно-осадочным чехлом. В структурном отношении в фундаменте выделяются [3]:

- ✓ кратон Зимбабве, который заходит на территорию с запада;
- ✓ кратон Тете на северо-западе и;
- ✓ мозамбикский гранулитогнейсовый пояс в восточной части.

Кратон Зимбабве сложен архейскими зеленокаменными породами, сланцами и конгломератами, прорванными интрузиями от кислого до основного состава.

Кратон Тете образован архейскими гранитогнейсами, среди которых расположен ряд зон с отложениями нижнего протерозоя.

Мозамбикский пояс состоит из разнородных тектонических элементов – стабильных изометричных архейских блоков и узких складчатых поясов. Раннедокембрийские комплексы пояса в конце позднего протерозоя в эпоху панафриканского тектогенеза (690–540 млн. лет назад) испытали тектонотермальную переработку [8].

Вдоль долины р. Замбези протягивается грабенообразный прогиб, заполненный континентальными угленосными отложениями пермотриаса комплекса кару и раннеюрскими вулканитами (риолиты, туфы и базальты). В обрамлении грабена расположен карбонатитов и ряд меловых массивов щелочных пород; многочисленны кайнозойские вулканической постройки. На мезозойских щелочных интрузиях развита кора выветривания.

Вдоль побережья Мозамбикского пролива распространены моренные карбонатно-терригенные отложения верхнего кайнозоя и мезозоя. В плиоцен-четвертичное время на территории Мозамбика возникли рифогенные структуры (впадины озера Ньяса, долины реки Замбези, и др.), которые относятся к южному окончанию Восточно-Африканской рифтовой системы.

Геологические и геоморфологические строение прибрежной зоны территории Мозамбика

Геология прибрежной зоны Мозамбика характеризуется докембрийские осадочные депозиты, которые занимают два основных бассейна: южный бассейн, который соответствует южному и центральному региону Мозамбика, и бассейн Ровума

в северной регионе Мозамбика. Бассейн Ровума занимает узкую прибрежную область провинции Нампула, которая расширена к северу от реки Лурию до реки Ровума в провинции Кабо-Дельгадо на границе с Танзанией. Этот бассейн состоит из осадочных отложений кайнозойской таблицы, с возрастом от мелового до мейопилоценового [1]

Морфология прибрежной зоны Мозамбика характеризуется низкими районами. Высота этих районов достигает приблизительно 200 м над уровнем Среднего Моря. Береговая линия характеризуется обширными песчаными пляжами, лагунами, недавними сформированными дюнами и прибрежными бухтами в южной зоне; обширными мангровыми болотами и густой растительностью в центре; островами, коралловыми рифами и каменистыми пляжами на севере. Три отдельные гидрогеологические зоны определены вдоль прибрежной зоны Мозамбика (рис. 3).



Рис. 3. Мозамбикский пролив на карте

- I. *Побережье дюны*, которые характеризуют региону за реки Сави. почва этого региона имеет пористые отложения ветровых носителей, которых образуют региональный уровень грунтовых вод. Происходит снижение водопроницаемости почвы от побережья до внутреннего пространства, в этом направлении почва обогащается глиной.
- II. *Аллювиальные равнины*, которые развивались вдоль главных рек (Пунгуэ, Бузи, Горронгоза и Саве), характерных для центральной зоны страны;
- III. *Вулканические почвы*, которые разграничивают землю и море, характеристики северной части Мозамбика.

Эрозия является основной проблемой, которая доминирует в современной динамике прибрежных систем территории Мозамбика. За последние два десятилетия береговая линия переместилась на десятки метров вглубь страны, и более 90% этого перемерзания обусловлено естественными причинами. Например, в прибрежной зоне на

южной части Мозамбика отступление береговой линии наблюдается в диапазоне от 0,11 до 1,10 м/год в период с 1971 по 1975 и 1999-2004 годы соответственно на защищенных пляжах, подверженных воздействию океанической ряби с естественной динамикой. Это отступление от береговой линии сопровождается постепенным погружением земноводных платформ прибрежного песка, которые, где все больше и больше, ослабляют эрозию на побережье Индийского океана [5,9].

Инженерно-геологические условия прибрежной зоны Мозамбика.

Что касается продолжающегося переустройства городов в основных прибрежных городах Мозамбика, некоторые высокие здания строятся с несколькими подземными этажами, что требует строительства периферийных подпорных стен и глубоких фундаментов для удовлетворения условий такие как геологические, геотехнические. В последнее время значительно заметно сильная тенденция к углубленному изучению строительной геологии из-за проблем эрозии и природных явлений, которые страна испытывала в последние десятилетия. В результате этой тенденции было проведено несколько исследований строения почв территории Мозамбика, а конкретно - увеличение спроса на строительства в подземном пространстве и подземной разведкой полезных ископаемых [10].

Чтобы получить геотехнические характеристики почв прибрежной зоны, мы брали город Мапуту как пример. Также город Мапуту является основным городским и центром страны, где проживает более 1 млн жителей. Геотехнические характеристики почв получились из 21 образцов почв, взяты из разных районах города. Эти характеристики приведены в таблице 2 ниже. Удельный вес колеблется от 13,54 до 19,33 кН/ при удельном весе от 2,49 до 3,04. Содержание естественной воды значительно колеблется: от 2,27 до 20,72%; плотность в сухом состоянии варьируется от 1,29 до 1,82 мг/, в то время как массовая плотность варьируется от 1,38 до 1,97 мг/м³.

Содержание глины в почвах очень низкое - от 0,08 до 1,52%; содержание ила колеблется от 1,8 до 27,09%, а содержание песка от 71,36 до 96,45%. Наибольший процент почвы находится в диапазоне от очень мелкого до среднего песка. Содержание гравии колеблется от 11,99 и 12,87%, но оно встречается в значительном мало участка. Эти данные были получены вблизи границы формации Понта Вермелья с выходами железистых песчаников.

Нетронутые образцы не были собраны на этих участках из-за рыхлой природы почв. Границы Аттерберга показали, что все почвы представляют собой пески с очень низкой пластичностью или не являются пластичными. Предел текучести колеблется от 9 до 28%, при этом самые высокие значения, наблюдаемые в пласте Понта-Вермелья, составляют от 20 до 29%. На основании геотехнических испытаний почв и полевых наблюдений определены три основных типа почв:

1. гранулированные отложения средней плотности до рыхлых, состоящие из илистого или очень мелкого песка;
2. плотные зернистые отложения илистого мелкого и среднего песка;
3. рыхлый или очень рыхлый песок с гравийным покрытием от среднего до крупного размера. Все они из группы SM Единой системы классификации почв (USCS на английском – *Unified System of Classification of Soils*).
4. Параметры прочности на сдвиг (основанные на прямом испытании на сдвиг) указывают на то, что сцепление находится в диапазоне 1,38 - 11,43 кПа, а угол внутреннего трения - в диапазоне 28 - 33,5°.

Таблица 1. Геотехнические характеристики почв города Мапуту [5,13]

Номер образца	Влажность (%)	Предел текучести	Плотность в естественном состоянии	Плотность сухого грунта	Плотность твердых частиц грунта	Удельный вес (кН/м ³)	Коеф-т пористости, (e)	Сцепление (кПа)	Угол внутреннего трения, (°)	Водопроницаемость
1	7.83	21	1.52	1.41	2.94	14.91	1.8	1.38	32.5	1.15x10 ^{-E} до 5.1710 ^{-E}
2	8.58	23	1.97	1.82	2.68	19.33	0.47	9.86	32	
3	4.82	22	1.38	1.32	2.78	13.54	1.11	11.14	28.5	
4	2.27	24	1.66	1.63	2.96	16.28	0.82	5.93	31	
5	5.34	25	1.6	1.52	2.69	15.70	0.77	9.42	31.5	
6	НО	НО	НО	НО	2.89	НО	НО	НО	НО	
7	НО	25	НО	НО	2.75	НО	НО	НО	НО	
8	3.13	20	1.45	1.41	2.89	14.22	1.05	5.33	32	
9	6.76	28	1.75	1.64	2.91	17.17	0.77	2.14	31.5	
10	4.48	27	1.58	1.51	3.04	15.50	1.01	3.47	33.5	
11	13.88	НО	1.55	1.36	2.92	15.21	1.14	5.71	31	
12	8.20	26	1.63	1.51	2.86	15.99	0.89	8.57	31.5	
13	4.11	21	186	1.79	2.81	18.25	0.57	5.71	30	
14	НО	14	НО	НО	2.77	НО	НО	НГО	НО	
15	20.72	9	1.6	1.33	2.60	15.70	0.96	11.43	30	
16	3.33	19	1.64	1.59	2.49	16.09	0.57	9.29	28	
17	3.21	16	1.59	1.55	2.67	15.60	0.73	8.83	28.4	
18	4.30	19	1.5	1.43	2.72	14.72	0.89	9.29	28	
19	20.64	19	1.55	1.29	2.72	15.21	1.11	5.71	30	
20	17.25	17	1.76	1.5	2.55	17.27	0.69	6.43	30.6	
21	5.00	13	1.69	1.61	2.53	16.58	0.57	6.43	29	

НО - Не обнаружен

В конце 2018 года в городе Мапуту был открыт мост Мапуту-Катембе, который во время его строительства помог в познании подземной геологии этого города, которая не так значительно отличается от геологии всей прибрежной зоны Мозамбика.



Рис. 4. Мапуту-Катембе мост из города на юг

Мост Мапуту-Катембе считается самым большим мостом в Африке и призван значительно ускорить развитие страны. Согласно данным, полученным в результате исследований подземного пространства, было установлено, что геология Мапуту характерна для этого прибрежного региона, так как здесь имеется: слой засыпанного грунта, песчаники среднего размера, мягкий грязевой камень, мягкая полурастка и песчаник.

Геологический разрез, выявленный при исследовании почвы, выглядит следующим образом (рис.5) [11,12]:

Группа	Система	Отдел	Геологический индекс	Колонка	Мощность М	Описание грунтов
Кайнозойская, Kz	Четвертичная Q	Современный	k-Q _{IV}		0-2,5	Слой привозной засыпки грунта
		Верхний	a-Q _{III}		1,5-12	Пески среднего размера
			a-Q _{III}		11,2-28,6	Аргиллит - серовато-коричневый, гипабиссальная порода в грязевой текстуре
			a-Q _{III}		21,5-46,5	Песчаник - серовато-желтый, гипабиссальная порода с тонкой структурой частиц
Мезозойская, Mz	Юрская J	Верхний	J ₃		45+	Глинистый алевролит - серый, гипабиссальная порода в грязевой текстуре Глина твердая

Рис. 5. Геологический разрез прибрежной зоны города Мапуту

Выводы. На основании выполненного анализа в качестве следующего этапа исследований запланировано обоснование наиболее эффективных технологий подземного строительства в г. Мапуту.

Эти вопросы становятся все более актуальными в связи с резким ростом численности населения, несовершенством существующей транспортной инфраструктуры, увеличением площадей и плотности городской застройки. По предварительным оценкам для решения наиболее острых проблем в ближайшее время потребуется строительство более десяти тоннелей и тоннельных пересечений различной протяженности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Hogueane A.M. Perfil Diagnóstico da Zona Costeira de Moçambique // Rev. Gestão Costeira Integr. 2007. Vol. 7, № 1. P. 69–82.
2. Langa J.V.Q. Problemas na zona costeira de Moçambique com ênfase para a costa de Maputo // Rev. Gestão Costeira Integr. 2007. Vol. 7, № 1. P. 33–44.
3. Мозамби к. 2011. № 1975.
4. INE I.N. de E. Divulgação Os Resultados Preliminares Iv Rgph 2017 Divulgação Os Resultados Preliminares Iv Rgph 2017. 2017.
5. Vicente E.M., Jermy C.A., Schreiner H.D. Urban geology of Maputo, Mocambique. 2006. № 338. P. 1–13.
6. Mda. Conselho Nacional de Desenvolvimento Rural Sustentável - CONDRAF. 2013. P. 13.

7. Lizasoain A. et al. No {Title} // J. Appl. Microbiol. 2015. Vol. 119, № 3. P. 859-867.
8. Кайшау Ж.Ж.З., Строительство коллекторного тоннеля в г. Мапуту (Мозамбик), МИСиС, Москва 2018г.
9. Moreira M.E. a Dinâmica Dos Sistemas Litorais Do Sul De Moçambique Durante Os Últimos 30 Anos // Finisterra, XL. 2005. Vol. 79. P. 121–135.
10. Pinto A., Coelho R., Kaidussis R. Retaining wall and deep foundation solution for high rise building in Maputo - Mozambique Mur de soutènement et solutions de fondations profondes pour. 2015. P. 985–990.
11. Seitz J., Pengyu B., Gang W. Diaphragm wall and piles set record in Africa: Foundation for Africa's largest suspension bridge in Mozambique // African J. Sci. Technol. Innov. Dev. Taylor & Francis, 2017. Vol. 0, № 0. P. 1–7.
12. Seitz J. Challenging construction of two huge shafts by diaphragm walls – new dimensions for Africa Contestation de la construction de deux énormes puits par la paroi moulée - nouvelles dimensions pour l' Afrique. 2000. P. 2857–2860.
13. Forster A. Observations on the tilting of multi-story buildings founded on Pliocene sands in Maputo , Mozambique. 2006. № 238. P. 1–8.

УДК 622.273

**УМЕНЬШЕНИЕ ВРЕДНОГО ВЛИЯНИЯ ГОРНЫХ РАБОТ НА ЗЕМНУЮ
ПОВЕРХНОСТЬ, ПРИ ВЕДЕНИИ ОЧИСТНЫХ РАБОТ С ПРИМЕНЕНИЕМ
СТОЛБОВОЙ СИСТЕМЫ РАЗРАБОТКИ, ПУТЁМ ОПТИМИЗАЦИИ ШИРИНЫ
МЕЖПАНЕЛЬНОГО ЦЕЛИКА**

ГЕЦ А. К.¹, ВИШНЕВСКИЙ А. Г.², ОМШАРУК А. С.³

¹Белорусский национальный технический университет, г. Минск

²Белорусский национальный технический университет, г. Солигорск

³ОАО «Белгорхимпром», г. Минск

Аннотация. Одним из мероприятий, с помощью которого можно достичь уменьшения некоторых деформаций земной поверхности, является рациональный выбор ширины межпанельного целика. В статье показана зависимость между шириной межпанельного целика и горизонтальной деформацией на земной поверхности. Представлена, в виде графика, зависимость между шириной межпанельного целика и величиной горизонтальных деформаций на земной поверхности.

Ключевые слова: горные работы, сдвигание земной поверхности, деформация, мульда сдвижений, геодезические измерения, месторождение.

**REDUCTION OF THE HARMFUL INFLUENCE OF MINING WORKS ON THE GROUND
SURFACE, WHILE CONDUCTING CLEANING WORKS WITH THE APPLICATION
OF A POSTAL DEVELOPMENT SYSTEM, BY OPTIMIZING THE WIDTH
OF INTERMEDIATE CEL**

GETS ANATOLIY KONSTANTINOVICH¹, VISHNEVSKIY ANDREY GENNADIEVICH²,

OMSHARUK ARTUR SERGEEVICH³

¹Belarusian National Technical University (Minsk)

²Belarusian National Technical University (Soligorsk)

³JSC “Belgorhimprom”

Abstract: When conducting mining operations at the Starobinskoe potash salt deposit, shifts and deformations of the earth's surface occur. These factors adversely affect buildings, structures and natural objects. All buildings and structures, as well as natural objects (reservoirs, forest and agricul-

tural land) located in the territories of existing and under construction potash mines, are required to protect against the harmful effects of mining, violating safety and efficiency. their operation. This question has a weak degree of knowledge, because It is very difficult to study the process of moving at an operating mining enterprise.

Key words: mining works, the displacement of the earth's surface, deformation, the chest displacement, geodetic measurements, field.

Введение. При ведении горных работ, на Старобинском месторождении калийных солей, происходят сдвиги и деформации земной поверхности. Эти факторы неблагоприятно отражаются на зданиях, сооружениях и природных объектах, попадающих в зону влияния горных работ.

Все здания и сооружения (промышленные, гражданские, наземные и подземные), а также природные объекты (водоёмы, лесные и сельскохозяйственные угодья), расположенные на территориях, действующих и строящихся калийных рудников, подлежат обязательной охране от вредного влияния горных работ, нарушающих безопасность и эффективность их эксплуатации.

Согласно ст. 60, п. 1. Кодекса Республики Беларусь «О недрах»: недропользователи, осуществляющие разработку месторождений полезных ископаемых, должны иметь геолого-маркшейдерскую службу, осуществляющую геологическое и маркшейдерское обеспечение горных работ, включающее в себя: своевременную разработку и реализацию мероприятий по охране зданий и сооружений, расположенных в зоне проведения горных работ, от их вредного воздействия (п.1.5).

Результаты исследований. Согласно «Инструкция по наблюдениям за сдвижением земной поверхности и за подрабатываемыми зданиями и сооружениями на Старобинском месторождении калийных солей», в случае, когда ширина межпанельного целика составляет менее 10% от глубины его залегания, расчёт оседаний и горизонтальных сдвижений в суммарной мульде на земной поверхности от нескольких, отработанных ранее выработок, производится, как от одной выработки суммарного размера.

Было сделано предположение о том, что если выполнить расчёт ожидаемых (вероятных) горизонтальных сдвижений при отработке столба лавы с разной шириной межпанельного целика, то будет возможность проследить зависимость, см.табл.1

Расчёты выполнялись в программном продукте Map manager 6.0 deform, в котором учтены все особенности разработки Старобинского месторождения.

Значения угловых параметров мульды сдвижения: граничный угол -60 град, угол полных сдвижений - 55 град, угол максимального оседания - 90 град, граничный угол в наносах – 45 град.

На рисунке 2 представлена классическая мульда сдвижений при ведении горных работ длинным очистным забоем.

На рисунке 3 показан график зависимости горизонтальных сдвижений на земной поверхности, от ширины межпанельного целика, согласно которому появляется возможность выбрать ширину межпанельного целика с учетом объектов, находящихся на поверхности.

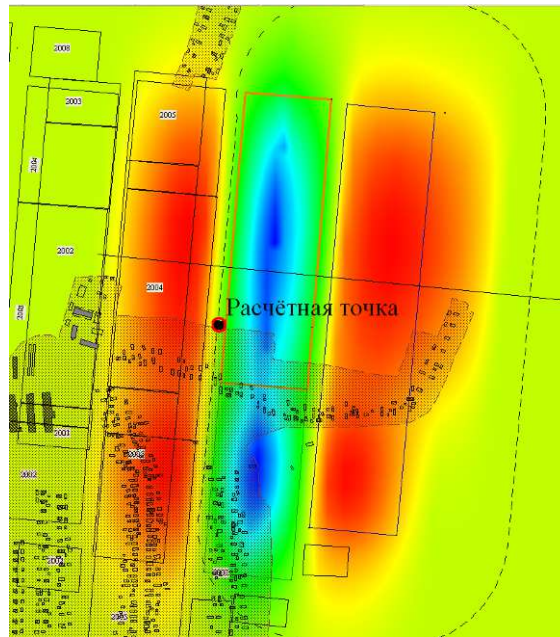


Рис. 1. Поле деформаций



Рис. 2. Графики ожидаемых деформации (красная линия – оседания, фиолетовая – деформации)

Таблица 1 – Расчётные горизонтальные сдвигения

Ширина целика, м	Гор. сдвигения, мм/м
0	0,259
8	0,266
20	0,287
47	0,371
74	0,422
167	0,538
240	0,269
320	0

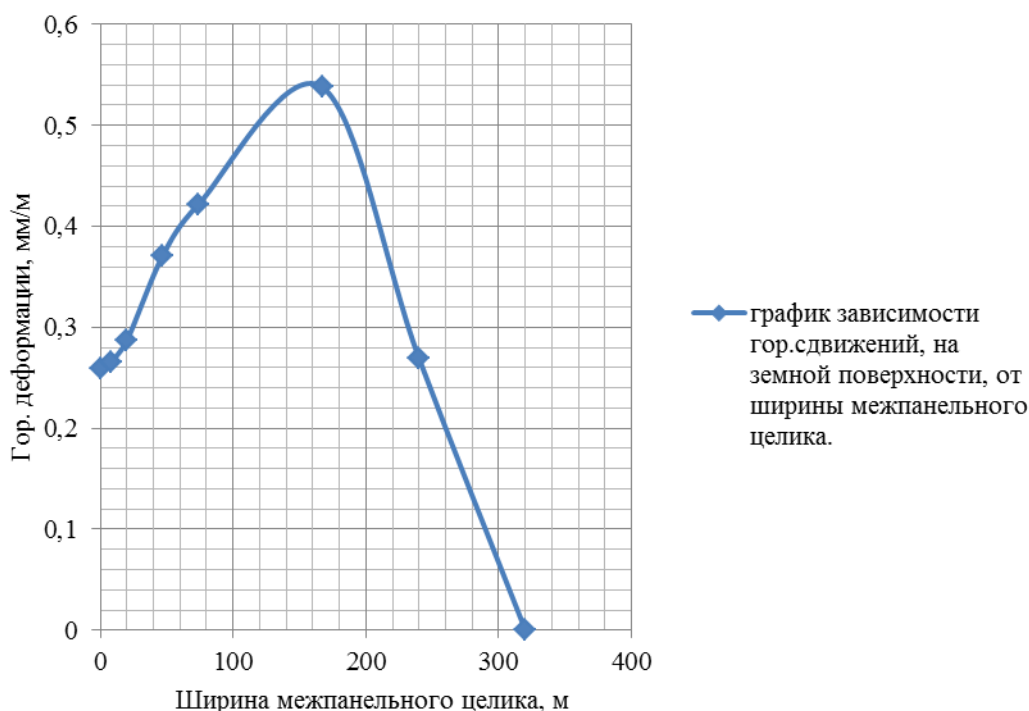


Рис. 3. График зависимости горизонтальных сдвижений земной поверхности от ширины межпанельного целика

Параметры системы разработки:

- 3 калийный горизонт,
- II-III сильвинитовый слой.
- глубина разработки - 555м
- вынимаемая мощность - 2,1м
- система разработки – столбовая с полным обрушением кровли
- коэффициент извлечения – 1

Заключение. Расчёт выполнен для конкретных горнотехнических условий и показывает, что ширина межпанельного целика влияет на процесс сдвижения и зависимость его можно проследить (Табл. 1), тем самым появляется возможность выбирать ширину межпанельного целика с учетом состояния объектов, находящихся на поверхности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кодекс Республики Беларусь «О недрах» / 2012г.
2. Указания по охране сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок в условиях Старобинского месторождения калийных солей. ОАО «Белгохимпром» / Солигорск-Минск 2001г.
3. Инструкция по охране и креплению горных выработок на Старобинском месторождении. ОАО «Белгохимпром», ЧУП «Институт горного дела» / Солигорск-Минск 2010г
4. Инструкция по наблюдениям за сдвижением земной поверхности и за подрабатываемыми зданиями и сооружениями на Старобинском месторождении калийных солей / ОАО «Белгохимпром», Минск 2007.

ВЫБОР СУБД ДЛЯ ИНФОРМАЦИОННОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ИМИТАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ ГОРНОГО ПРОИЗВОДСТВА

ГЕЦ А. К.¹, ВИШНЕВСКИЙ А. Г.², ОМШАРУК А. С.³

¹Белорусский национальный технический университет, г. Минск

²Белорусский национальный технический университет, г. Солигорск

³ОАО «Белгорхимпром», г. Минск

Аннотация. Одним из важнейших этапов в моделировании технологических процессов горного производства является информационное обеспечение имитационных моделей исходными данными, необходимыми для настройки моделей на заданную временную отметку начала моделирования. В докладе определена структура базы данных MS SQL Server с исходными данными, необходимыми для расчета количества руды, её качества, нерастворимого остатка и координат положения очистного комплекса в лаве с идентификацией вида технологической операции.

Ключевые слова: СУБД, информация, моделирование, горное производство.

JUSTIFICATION OF THE DBMS FOR INFORMATION SUPPORT OF IMITATION-MODELING OF TECHNOLOGICAL PROCESSES OF MINING PRODUCTION

GETS ANATOLIY KONSTANTINOVICH¹, VISHNEVSKIY ANDREY GENNADIEVICH²
OMSHARUK ARTUR SERGEEVICH³

¹Belarusian National Technical University (Minsk)

²Belarusian National Technical University (Soligorsk)

³JSC “Belgorhimprom”

Abstract: One of the most important stages in the modeling of technological processes of mining production is the information support of simulation models with the initial data necessary to set up models for a given time stamp of the start of simulation. The report defines the structure of the MS SQL Server database with the initial data necessary for calculating the amount of ore, its quality, insoluble residue and coordinates of the position of the cleaning complex in the lava with identification of the type of technological operation.

Key words: DBMS, information, modeling, mining.

Введение. В условиях автоматизированного, автоматического и гибкого интегрированного производств вспомогательные и обслуживающие процессы в той или иной степени объединяются с основными и становятся неотъемлемой частью процесса производства продукции [1, 2].

Разнообразие технологических процессов обусловлено видом используемого сырья, формой и количеством необходимых энергоресурсов, количеством стадий (операций) преобразования сырья, временными характеристиками операций процесса, видом готовой продукции.

Современные технологические процессы являются сложными объектами с большим числом входных и выходных переменных. Сложные нелинейные связи между переменными, недостаточность априорной информации о закономерностях протекания процессов создают значительные трудности, при создании адекватных моделей технологических процессов.

Обоснование выбора СУБД. СУБД *Microsoft SQL Server* имеет большой функционал, который позволяет реализовать практически любые задачи (на базе этой системы) при построении корпоративной ИТ-инфраструктуры [3].

Вся информация базы данных хранится на сервере, и к ней могут одновременно обращаться неограниченное число пользователей. При этом сохранение информации в таблицах на сервере автоматически будет доступно всем пользователям.

Главными достоинствами выбранной СУБД является:

- простота администрирования;
- возможность подключения к Интернету;
- быстроедействие и функциональные возможности механизма сервера СУБД;
- наличие средств удаленного доступа.

Область применения: хранение больших объемов данных, хранение высокоценных данных или данных, требующих соблюдения режима секретности.

Рассмотренные пакеты обработки баз данных являются мощными программными комплексами для создания всевозможных информационных систем со сколько угодно сложной структурой. При этом доступна разработка не только БД, но и ее логической модели с последующей генерацией схемы БД с учетом специфики конкретной СУБД.

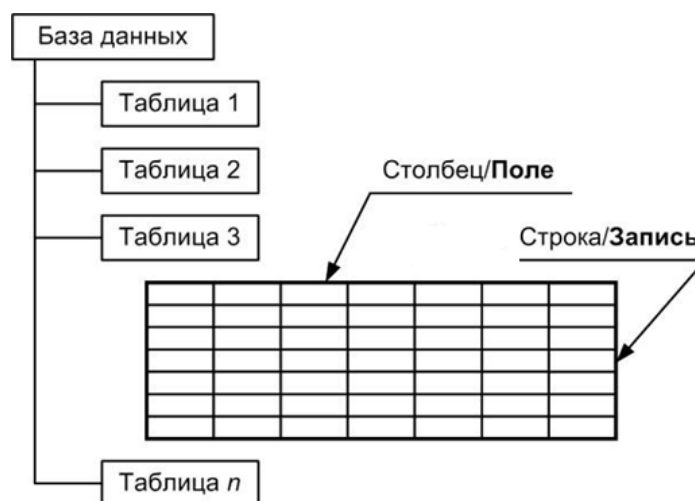


Рис. 1. Структура БД

Достоинства

- СУБД *Microsoft SQL Server* очень проста в использовании;
- Движок предоставляет возможность регулировать и отслеживать уровни производительности, которые помогают снизить использование ресурсов;
- Возможен доступ к визуализации на мобильных устройствах;
- Хорошо взаимодействует с другими продуктами Microsoft.

Недостатки

- MS SQL Server способен занять все доступные ресурсы оборудования.

Результаты исследований. Для осуществления расчетов программой, необходимо создать БД в MS SQL Server и интегрировать ее в программный комплекс.

База данных будет состоять из отдельных таблиц, содержащих уникальную информацию (рис. 2):

1. Общие сведения о лаве;
2. Оборудование в лаве;
3. Параметры лавы;

4. Значения измерений ультразвукового датчика (УЗД) на ленточном телескопическом конвейере (КЛТ);
5. Данные для расчета поперечного сечения насыпи руды на КЛТ;
6. Данные для расчета количества, качества и Н.О. руды, добытой лавой;
7. Данные времени, затраченного на выполнение технологических операций и др.

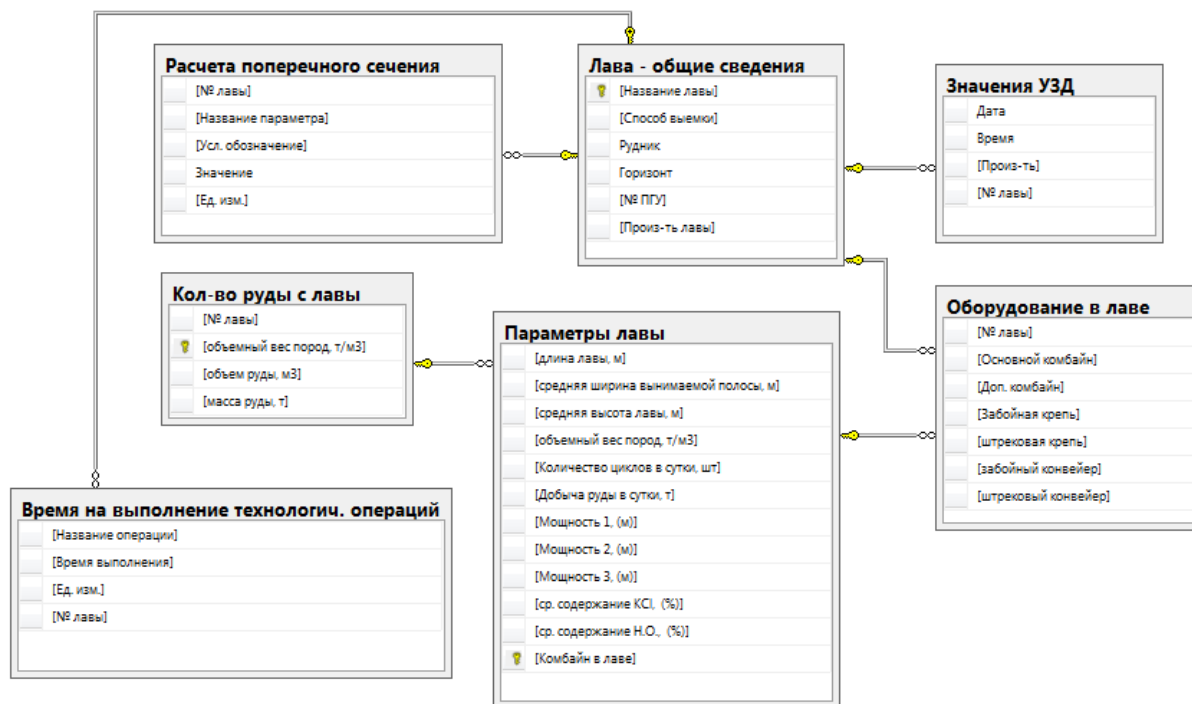


Рис. 2. Структура базы данных в MS SQL Server

Заключение. База данных и соответствующий программный комплекс могут быть созданы для любых горнотехнических и горно-геологических условий, что позволяет моделировать технологические процессы горного производства с высокой точностью и прогнозировать работу добычного комплекса на начало любого временного интервала.

БД разработана для валовой системы разработки с параметрами:

- 3 калийный горизонт;
- II-III сильвинитовый слой;
- глубина разработки – 760м;
- вынимаемая мощность – 1,97м;
- длина лавы – 137,7 м;
- длина столба лавы – 3000м.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Моделирование технологических процессов подземного горного производства / А. К. Гец, В. Н. Бокшиц // Перспективы и инновации в горном деле: сборник трудов Международной научно-практической конференции, посвященной 80-летию со дня рождения доктора технических наук, профессора Богатова Бориса Александровича / редкол.: А. М. Маляревич (гл. ред.) [и др.]. – Минск: БНТУ, 2018. – С. 55-60.
2. Имитационное моделирование процессов горного производства. Гец А.К., Оника С. Г., Халявкин Ф. Г. // Горная механика и машиностроение, 2016, №3, – С. 22-25

3. Душан Петкович – Microsoft SQL Server. Руководство для начинающих. Издательство – «БХВ-Петербург» (2013).

УДК 622.834:622.268

ХАРАКТЕР ДЕФОРМИРОВАНИЯ МАССИВА, ВМЕЩАЮЩЕГО ГОРНЫЕ ВЫРАБОТКИ, И СПОСОБЫ ПОВЫШЕНИЯ ЕГО УСТОЙЧИВОСТИ

НОВИКОВ А. О.¹, ШЕСТОПАЛОВ И. Н.¹

¹ Донецкий национальный технический университет, г. Донецк

Аннотация. На основе анализа экспериментальных данных и полученных новых решений о распределении полей напряжений и деформаций вокруг горных выработок установлено, что в сложных горно-геологических условиях формирование зон необратимых деформаций происходит с образованием клиноподобных областей растягивающих нормальных напряжений.

Ключевые слова: массив, напряженно-деформированное состояние, горные выработки, способы охраны.

CHARACTER OF DEFORMATION OF THE MASSIF, INCLUDING ROCK MINING, AND TECHNOLOGYS OF RAISE IT STABILITY

NOVIKOV ALEKSANDR OLEGOVICH¹, SHESTOPALOV IVAN NIKOLAEVICH¹

¹ Donetsk National Technical University

Abstract: Based on the analysis of experimental data and the obtained new decisions on the distribution of stress fields and deformations around the mine workings, it has been established that, under difficult geological conditions, the formation of non-elastic deformation zones occurs with the formation of wedge-like areas of tensile normal stresses.

Key words: massif, tense-deformed state, rock mining, rise of protection.

Одной из важнейших задач геомеханики является обеспечение устойчивости горных выработок. Многочисленными исследованиями доказано, что в условиях глубоких шахт меняется динамика и характер геомеханических процессов, происходящих в массиве, вмещающем выработки.

Как показывает анализ существующих представлений о деформировании массива, вмещающего горные выработки, показывает, что возникновение и развитие вокруг них зон не обратимых деформаций (ЗНД) предопределяет их устойчивость. В тоже время, следует отметить, что закономерности происходящих внутри ЗНД процессов, изучены пока недостаточно полно.

Существующие в настоящее время методы оценки устойчивости выработок и параметров ожидаемого напряженно-деформируемого состояния (НДС) вмещающего массива позволяют определить, как правило, лишь отдельные виды деформаций породных обнажений и применимы в ограниченном диапазоне условий конкретных регионов, в большинстве случаев носят эмпирический характер.

Известно, что результаты аналитических расчетов, выполняемых даже по хорошо апробированным методикам, имеют не удовлетворительную сходимость с данными натурных наблюдений. Главными причинами этого являются: с одной стороны - механический перенос основных подходов и закономерностей теории сплошной среды на поведение такой сложной среды, как горная порода; с другой стороны - перенос классических представлений о потере устойчивости упругих систем на упругопластические. Смещения контура выработок - следствие сложных геомеханических процессов, про-

исходящих в окружающем породном массиве. Многочисленные попытки исследователей создавать сложные деформационные модели, используя при этом, часто не оправданные допущения, приводят к идеализации механизма проявления горного давления, что не позволяет достоверно отражать физическую сущность происходящих геомеханических процессов.

Именно поэтому результаты исследований, посвященных изучению механизма формирования НДС вмещающего выработки массива, нагрузок на крепи, разработке методов оценки устойчивости и обеспечения длительного эксплуатационного состояния всего комплекса горных выработок на протяжении последних 40-50 лет являются предметом многочисленных дискуссий.

В работах [1 – 2] установлено, что процесс потери устойчивости выработкой вызывается формированием и попеременным вдавливанием в ее контур двух клиновидных областей вмещающего массива. Визуально это выглядит как образование складок.

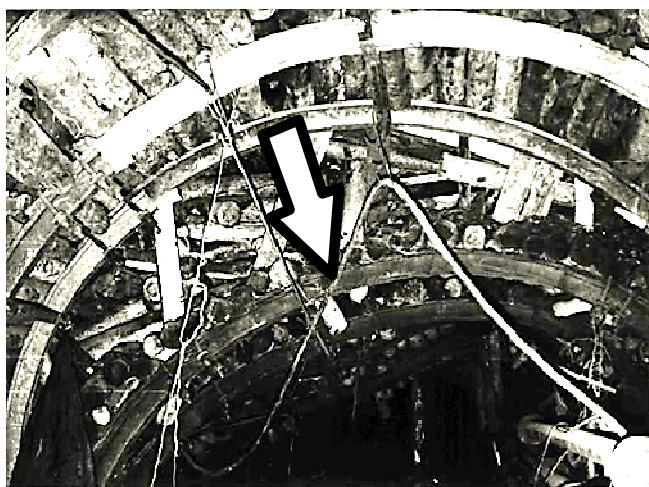


Рис. 1. Потеря выработкой устойчивости по первой схеме свойств вмещающих пород.



Рис. 2. Потеря выработкой устойчивости по второй схеме

В этом случае для сохранения устойчивости выработки, простого механического воздействия недостаточно. Требуется применение комбинированных мероприятий, направленных на изменение напряженно-деформированного состояния массива, например, локальной разгрузки в сочетании с изменением физико-механических свойств.

В зависимости от тяжести горно-геологических и геомеханических условий поддержания выработки деформирование вмещающего массива и потеря устойчивости выработкой происходит по двум схемам, требующим, различных инженерных решений. По первой схеме (рис. 1) потеря устойчивости сопровождается формированием «клина вдавливания» с углом раскрытия $140-150^\circ$, внутри которого происходят расслоения пород по нормали к напластованию с сохранением их структуры. Для сохранения устойчивости выработки необходимо выполнить предварительное укрепление массива, например, путем направленного нагнетания вяжущих или установки анкеров в точно выбранном направлении.

При потере устойчивости по второй схеме (рис. 2) происходит формирование «клина вдавливания» с углом раскрытия, близким к прямому. При этом, внутри клина образуется ядро перемятых уплотненных пород с полной потерей структуры. Со стороны, противоположной основному направлению деформирования, появляется дополнительное вдавливание, соответствующее предыдущей стадии деформирования.

В ДОННТУ за последние 40 лет был разработан и апробирован целый ряд локальных способов охраны выработок. Указанные способы базируются на идеях разгрузки пород от повышенных напряжений и их укрепления и позволяют использовать несущую способность массива. Так, локального повышения прочности пород запатентованы способы укрепления с использованием эффекта вакуумирования (см. рис.3).

Сущность предлагаемых способов заключается в следующем. В кровлю или бока выработки, в пределах участка породного обнажения на котором по расчетам необходимо повысить прочность пород бурят скважины. После этого в них устанавливают герметизирующие устройства. Затем, одновременно с нагнетанием укрепляющих растворов в одни скважины производят отсос воздуха из других скважин (рис.3а).

С целью предупреждения протекания нагнетаемого укрепляющего раствора через наиболее нарушенный слой приконтурных пород в полость выработки, в усовершенствованном способе (рис.3б), в скважины для укрепления подают сжатый воздух на участке нарушенных пород между герметизирующими устройствами (за пределами укрепляемого участка).

Для повышения устойчивости приконтурных пород (в том числе и локального) разработаны и запатентованы следующие способы повышения устойчивости на основе применения анкерного крепления.

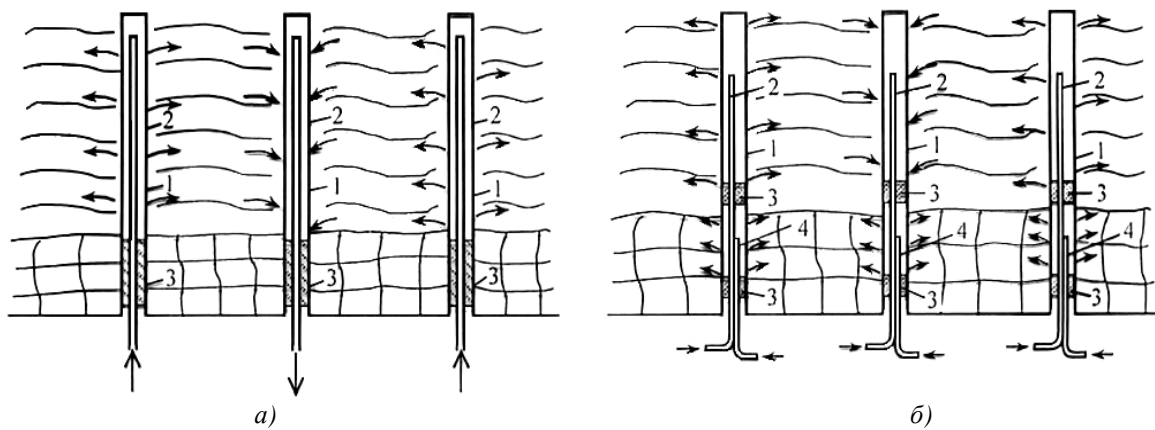


Рис. 3. Способы направленного укрепления пород с использованием эффекта вакуумирования (А.С. СССР №973852) (а) и воздушной «опалубки» (А.С. СССР №1747708) (б): 1 – скважина; 2 – иньектор; 3 – распорно-изолирующее устройство; 4 – трубка подачи сжатого воздуха

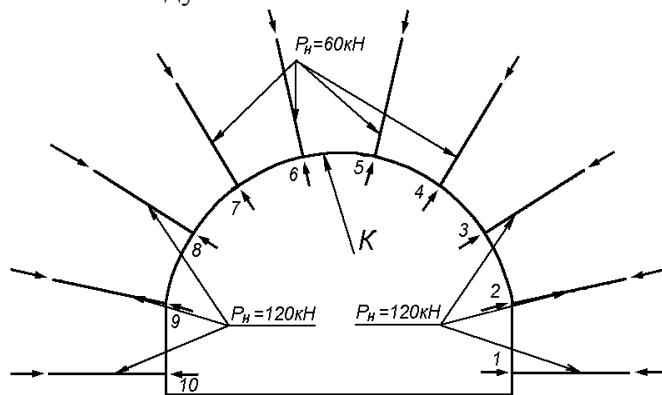


Рис. 4. Усовершенствованный способ опорно-анкерного крепления выработки, предупреждается образование зон разрушения пород на ее контуре.

Усовершенствованный способ опорно-анкерного крепления [3] позволяет обеспечить устойчивость пород на контуре выработки при величине коэффициента бокового распора $\lambda < 1$. Суть способа состоит в создании начального натяжения в анкерах (P_n), устанавливаемых в боках выработки, в 2-6 раз выше (в зависимости от величины λ), чем в анкерах, устанавливаемых в кровлю (рис.4). При этом снижаются напряжения, действующие в кровле

С целью предупреждения развития разрушений в массиве (на отдельных его участках) предложен способ установки анкера [4]. Для этого анкерная штанга в импульсном режиме впрессовывается в заранее пробуренный шпур с меньшим, чем у нее диаметром. При вдавливании анкера происходит упруго-вязкое деформирование пород по его контакту со стенками шпура, при этом, создаваемое давление на торец анкера (до 200 МПа) передается на прилегающий массив как в продольном, так и в поперечном направлении. Способ позволяет повысить устойчивость поддерживаемой выработки путем изменения вида и параметров напряженного состояния укрепляемых пород, так как в результате увеличения коэффициента бокового распора у них возрастет предел прочности и угол внутреннего трения.

Для устранения концентраций напряжений вокруг мест установки анкерных штанг, с целью расширения области использования анкерного крепления, локального повышения устойчивости горной выработки, проводимой в породах любой категории устойчивости запатентован способ крепления горной выработки анкерной крепью [5]. Сущность способа заключается в выборе такого материала анкерной штанги и ее диаметра, расстояния между соседними анкерными штангами, угла наклона анкерных штанг к поверхности породного обнажения, чтобы отношение приведенного модуля упругости создаваемой породно-анкерной конструкции $E_{пр}$ к модулю упругости анкеруемой породы E_n , находилось в пределах от 1 до 1,25, при этом приведенный модуль упругости породно-анкерной конструкции $E_{пр}$ рассчитывают по формуле:

$$E_{пр} = \frac{2 \cdot E_a \cdot d_a \cdot \sin \alpha + (t - d_a) \cdot E_n}{t},$$

где E_a – модуль упругости материала, из которого изготовлена анкерная штанга, МПа; d_a – диаметр анкерной штанги, м; α – угол наклона анкерной штанги к поверхности породного обнажения, град; t – расстояние между соседними анкерными штангами, м; E_n – модуль упругости скрепляемых анкерами пород, МПа.

Способ пространственного анкерования [6] позволяет создать вокруг выработки (отдельного участка ее контура) породно-анкерную оболочку (конструкцию) с высокой остаточной несущей способностью, которая дает возможность породам на контуре деформироваться в значительных пределах (рис. 5). Сущность способа заключается в том, что закрепляемая поверхность породного обнажения по длине выработки или ее участка условно разбивается на четные и нечетные полосы.

В пределах каждой полосы размечаются квадраты. Квадраты в четных полосах смещены вдоль оси выработки относительно квадратов нечетных полос на половину стороны своего основания. Анкеры устанавливаются в вершинах квадратов, при этом направление установки анкеров совпадает с большими диагоналями кубов, боковыми гранями которых являются указанные квадраты. При этом анкеры устанавливаются с наклоном к забою выработки. В четных и нечетных рядах анкеры направлены в противоположные стороны относительно продольной оси выработки.

Для выработок, поддерживаемых в сложных горно-геологических условиях, разработан способ комбинированного крепления выработки анкерной крепью [7].

Он позволяет создавать вокруг выработок породно-анкерные конструкции с высокой несущей способностью, работающие в ограниченно-податливом режиме и допускающие их деформирование до максимальных значений остаточных деформаций. Для этого (рис. 6) в забое выработки (1) возводят в кровлю и бока жесткую анкерную крепь (2), при этом вокруг выработки образуется породно-анкерная оболочка с высокой несущей способностью выполняющая роль крепи. С отставанием от забоя возводят податливую анкерную крепь (3) на глубину, больше расчетного размера формирующейся

вокруг выработки зоны разрушенных пород. При удалении забоя, разрушение пород в пределах породно-анкерной оболочки не происходит, а процессы деформирования и разрушения начинаются за ее пределами. Возводимая с отставанием от забоя податливая анкерная крепь позволяет перемещаться жесткой породно-анкерной оболочке в полость выработки, не разрушаясь, при этом, максимально используется ее несущая способность, что способствует скорейшему установлению в массиве равновесного состояния и стабилизации смещений пород. Многократно увеличивается работоспособность крепи, повышается устойчивость выработки, снижаются материальные и трудовые затраты на поддержание.

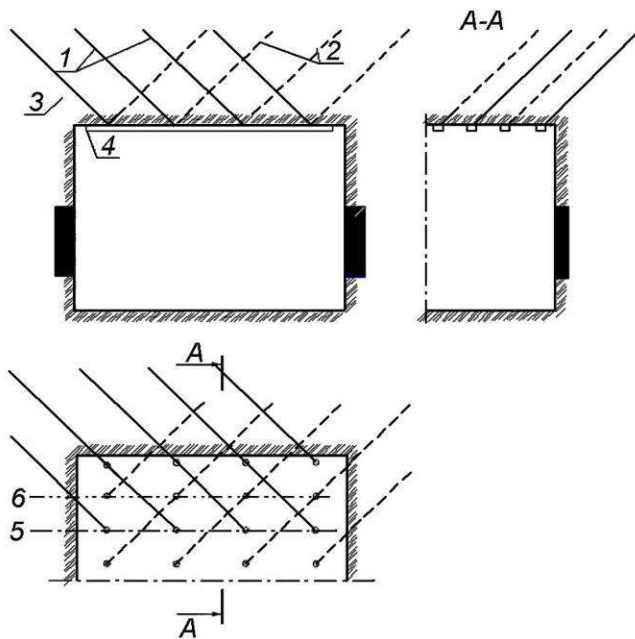


Рис. 5. Пространственная схема расположения анкеров с их ориентацией по смещенным диагоналям куба: 1 – анкеры четного ряда; 2 – анкеры нечетного ряда; 3 – кровля выработки; 4 – анкерный подхват, 5 – четные полосы; 6 – нечетные полосы

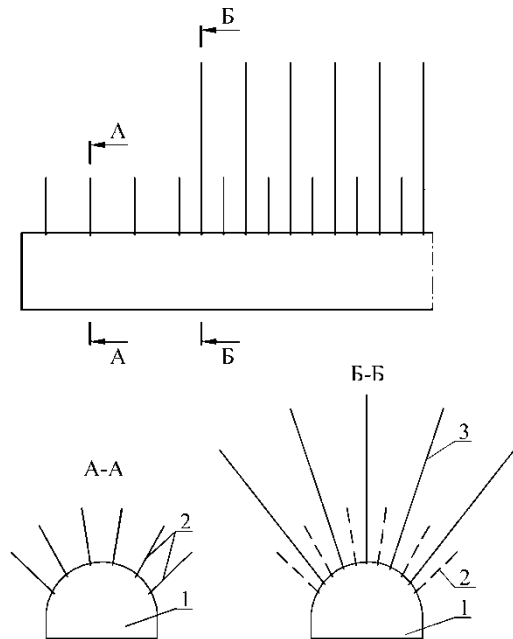


Рис. 6. Схема комбинированного способа крепления выработки анкерной крепью: 1 – забой выработки; 2 – жесткая анкерная крепь; 3 – податливая анкерная крепь

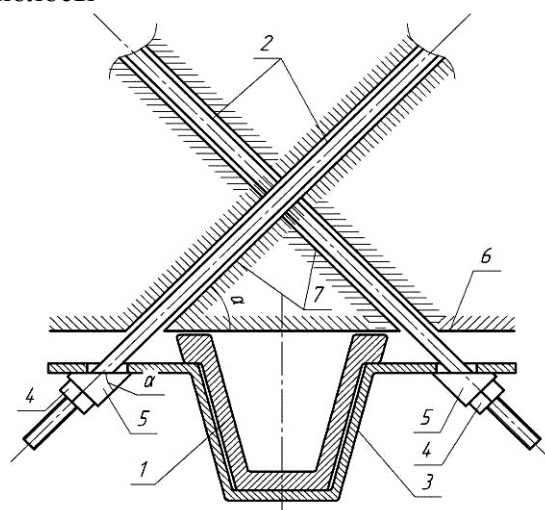


Рис. 7. Общий вид рамно-анкерной крепи: 1 – рама податливой крепи; 2 – жесткие анкеры; 3 – планка; 4 – гайки; 5 – фигурные шайбы; 6 – закрепляемая поверхность; 7 – шурупы для установки анкерных штанг; α – угол установки анкерных штанг

С целью обеспечения длительной устойчивости выработок, снижения затрат на их поддержание и упрощения технологии крепления была разработана рамно-анкерная крепь [8], общий вид которой показан на рис.7. Шпурсы бурятся под углом $\alpha=40-70$.

Рамная крепь обеспечивает необходимый подпор породам на контуре выработки и препятствует развитию разрушений вглубь массива до момента установки анкерной крепи. После установки анкерной крепи в приконтурном ненарушенном массиве создается жесткая породно-анкерная конструкция, в которой за счет скрещивающегося расположения анкеров, обеспечивается дополнительный подпор породам на контуре выработки и достигается положительный технический эффект. Благодаря своему пространственному расположению анкера вовлекаются в совместную работу с рамной крепью. При этом, обеспечивается жесткий и согласованный режим работы рамной и анкерной крепей за счет соединения их в единую конструкцию планкой, фигурными шайбами и гайками.

Для выработок, потеря устойчивости которых происходит по второй схеме, разработаны способ поддержания «крепь-охрана» (рис.8), комбинированный способ охраны (рис. 9), а также следующие способы борьбы с пучением: взрыво-щелевая разгрузка (рис. 10), образование компенсационной полости в почве выработки (рис. 11) и комбинированный способ охраны (рис. 12), позволяющие управлять НДС вмещающего массива.

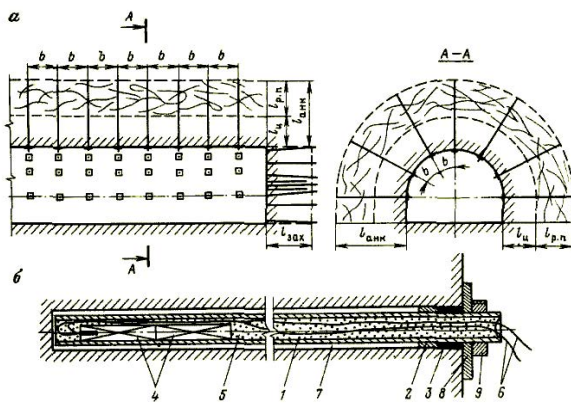


Рис. 8. Схема проведения выработки с использованием способа «крепь-охрана» (а) и конструкция заряда ВВ (б): 1 – трубчатый анкер; 2 – гайка стопора пакера; 3 – пакер; 4 – патроны ВВ; 5 – песчано-глинистая забойка; 6 – провода электродетонаторов; 7 – шпур; 8 – опорная плита; 9 – натяжная гайка

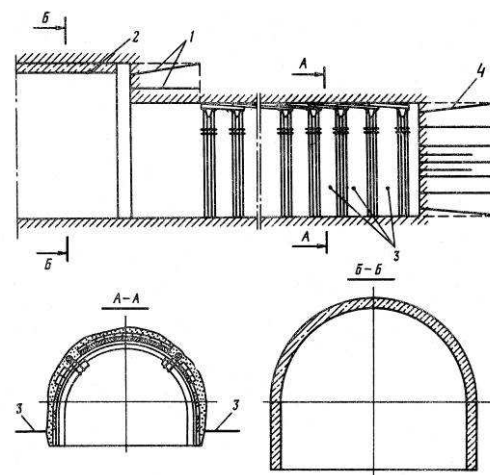


Рис. 9. Комбинированный способ охраны капитальных выработок: 1 – шпурсы для расширения передовой выработки до проектных размеров; 2 – выработка проектного сечения; 3 – разгрузочные шпурсы; 4 – шпурсы для проведения передовой выработки.

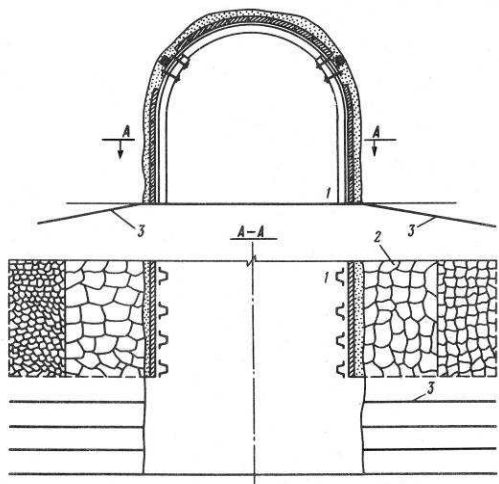


Рис. 10. – Способ взрывощелевой разгрузки: 1 – горная выработка; 2 – зона разгруженных от напряжений пород; 3 – разгрузочные шпурсы.

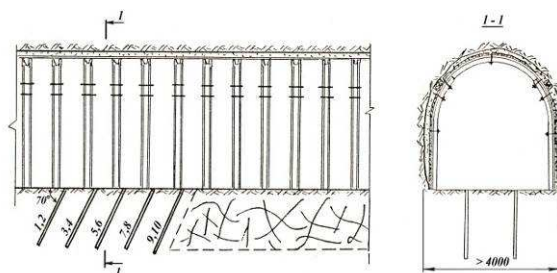


Рис. 11. – Способ борьбы с пучением грунтом образования компенсационной полости в почве выработки

В геомеханических условиях, когда применение традиционной конструкции анкеров не позволяет существенно влиять на величину действующих на контуре выработки напряжений, предложен способ поддержания выработок «крепь-охрана» [9]. Идея способа состоит в совмещении процессов разгрузки вмещающего выработку массива от повышенных напряжений и его крепления. Это достигается путем взрывного раскрепления трубчатых анкеров специальной конструкции, устанавливаемых по периметру выработки на определенном расстоянии. При раскреплении анкеров, часть энергии взрыва расходуется на образование зоны разгрузки на заданном от контура выработки удалении, а остальная – на развальцовывание анкеров в шпурах. При этом, вокруг выработки искусственно образуется область из нарушенных пород, а образованная породно-анкерная оболочка выполняет роль крепи (рис.8).

Комбинированный способ охраны [9] предназначен для снижения напряженно-го состояния вмещающего выработку пород и рекомендуется для применения с целью улучшения условий поддержания выработок. Сущность способа (рис. 9) заключается в проведении передовой выработки с разгрузкой массива от повышенных напряжений и образованием вокруг неё ЗНД необходимых размеров. В дальнейшем выработку расширяют до проектных размеров и возводят облегченную крепь. Применение способа позволяет на 30-40 % снизить материальные трудовые затраты на поддержание выработки.

Способ взрыво-щелевой разгрузки [9] (рис. 10) предназначен для предупреждения пучения пород почвы в выработках, проводимых буровзрывным способом, сооружаемых в породах с прочностью не менее 40 МПа. Он реализуется путем взрывания заряда ВВ в шпурах глубиной до 2,5 м, пробуренных через бока выработки в почву. Способ предупреждает выдавливание пород почвы за счет искусственного образования в приконтурном массиве локальных областей пониженных напряжений, наличие которых позволяет перенести действующие повышенные напряжения вглубь массива. При этом в почве выработки образуется зона разгрузки с минимальными деформациями, что обеспечивает использование несущей способности разгруженного от напряжений массива для предупреждения пучения.

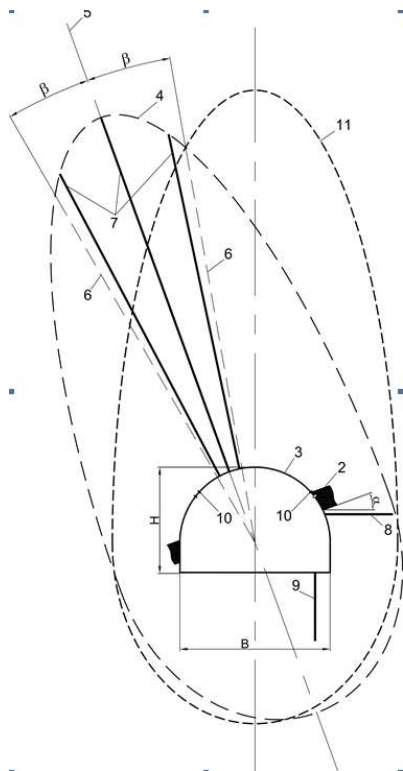


Рис. 12. Комбинированный способ охраны выработки: 1 - горная выработка, 2 - угольный пласт, угол падения пласта α , ширина выработки B , высота выработки H , 3 - рамная крепь, 4 - положение и форма ЗНД, которая образуется без применения способа, 5 - ось симметрии сектора, 6 - линии, ограничивающие сектор, 7 - углы между осью симметрии сектора и линиями, ограничивающими сектор, β , скважины, располагающиеся в пределах сектора, 8 - горизонтальная скважина, 9 - вертикальная скважина, 10 - узлы податливости, 11 - положение и форма ЗНД, которая образуется при использовании способа.

ширины выработки заряжают заряды ВВ и производят их взрывание, при этом горизонтальную скважину бурят ниже узла податливости, а вертикальную – на расстоянии 0,3-0,5 м от стойки крепи.

Выше описанные способы охраны апробированы в условиях шахт Восточного Донбасса и показали высокую техническую эффективность.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дрибан В.А. Об одном пути потери устойчивости горной выработки выработок / Зб. наук. пр. УкрНДМІ НАНУ.- Донецьк, 2011. - № 9, частина І. - С. 309-335.
2. Дрибан В.А.. О механизме потери устойчивости горных выработок и способах управления состоянием вмещающего массива / Дрибан В.А., Новиков А.О./ / Зб. наук. пр. УкрНДМІ НАНУ.- Донецьк, 2012. – № 2 – С.15-34.

Способ борьбы с пучением путем образования компенсационной полости в почве выработки [10] (рис.11) предназначен для предупреждения выдавливания пород почвы в выработках, носящего характер складкообразования. Сущность способа заключается в предотвращении эффекта складкообразования пород непосредственной почвы выработки путем искусственного создания компенсирующей полости на пути смещения слоев почвы по плоскостям напластования. Для этого в почву выработки в направлении, перпендикулярном напластованию, бурят шпур, в которые помещаются камуфлетные заряды ВВ, взрывающиеся за один прием с различными сериями замедления.

Способ позволяет за счет возможности управления направлением наибольших смещений пород в выработку обеспечить повышение ее устойчивости при снижении затрат на поддержание.

Комбинированный способ охраны [11] включает определение размера ЗНД, проведение выработки, бурение скважин, зарядание зарядов ВВ и их взрывание, который отличается тем, что в лежачем боку в пробуренные скважины длиной, большей размера ЗНД, но не больше 10 м, устанавливают анкера, при этом скважины располагают в пределах сектора, вершина которого совпадает с центром симметрии выработки, ось симметрии сектора перпендикулярна напластованию пород, а линии, ограничивающие сектор, образуют с осью углы, равные $8-10^0$, а в пробуренных со стороны всякого бока горизонтальной и вертикальной скважинах длиной (1/2 – 3/4)

3. Патент на корисну модель №45341. Україна. МКИ E21B 13/00. Спосіб опорно-анкерного кріплення гірничих виробок / М.М. Касьян, О.О. Новіков, Ю.А. Петренко, В.А. Плетнев, С.Ю. Гладкий, І.М. Шестопапов. Заявл. 05.05.2009. Опубл. 10.11.2009, Бюл.№ 21. – 6с. : ил.
4. Патент на корисну модель №55876 Україна. МКИ E21D 20/00. Спосіб встановлення анкера / Касьян М.М., Новіков О.О., Петренко Ю.А., Дрипан П.С., Шестопапов І.М., Гладкий С.Ю., Виговський Д.Д. – Заявл. 04.06.2010; опубл. 27.12.2010; бюл. № 24. – 6 с.
5. Патент №95155 Україна. МКИ E21D 20/00, E21D11/00. Спосіб кріплення гірничих виробок анкерним кріпленням / Касьян М.М., Новіков О.О., Петренко Ю.А., Плетнев, С.Ю. Гладкий, І.М. Шестопапов. – Заявл. 25.12.2009; опубл. 25.06.2011; бюл. № 12. – 8 с.
6. Патент на корисну модель №42320. Україна. МКИ E21D 11/00, E21D 13/00. Спосіб кріплення гірничих виробок / М.М. Касьян, В.А. Плетнев, С.Ю. Гладкий, І.Г. Сахно, О.О. Новіков, І.М. Шестопапов. – Заявл. 23.02.2009 ; опубл. 25.06.2009 ; бюл. № 12. – 6 с. : ил.
7. Патент на корисну модель №53899. Україна. МКИ E21D 13/00. Спосіб комбінованого кріплення гірничої виробки анкерним кріпленням / М.М. Касьян, О.О. Новіков, Ю.А. Петренко, І.Г. Сахно, І.М. Шестопапов, В.А. Плетнев, С.Ю. Гладкий. – Заявл. 29.03.2010 ; опубл. 22.10.2010 ; бюл. № 20. – 4 с. : ил.
8. Патент на корисну модель № 62682. Україна. МКИ E21D 13/00. Рамно-анкерне кріплення / М.М. Касьян, О.О. Новіков, Ю.А. Петренко, І.М. Шестопапов, П.С. Дрипан, С.Ю. Гладкий, Д.Д. Виговський. – Заявл. 10.02.2011 ; опубл. 12.09.2011 ; бюл. № 17. – 6 с. : ил.
9. Временная инструкция по применению способа поддержания горных выработок «крепь-охрана» : РД 12.18.072-88 / К.В. Кошелев, Ю.А. Петренко, А.О. Новиков и др. – утв. Минуглепром СССР 26.09.88. – Донецк-Харьков, 1988. – 39с.
10. Технологические схемы поэтапного поддержания капитальных горных выработок на основе разгрузки породного массива от повышенных напряжений / К.В. Кошелев [и др.] // Донецк-Харьков, 1991. – 80 с.
11. Пат. № 91181 UA, Спосіб охорони виробки [Текст] / Дрибан В.О., Новіков О.О., Шестопапов І.М., Косинський І.Б., Ловков Д.Г.– Заявник Український Державний науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут гірничої геології... геомеханіки та маркшейдерської справи національної академії наук України - Патент на корисну модель, зареєстр. 25.06.2014, Бюл.№12. – 4с.

УДК 622.281: 622.276

НАПРАВЛЕНИЯ РЕШЕНИЯ ПРОБЛЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ВЫРАБОТОК В УСЛОВИЯХ НШУ «ЯРЕГАНЕФТЬ» ООО «ЛУКОЙЛ-КОМИ»

НОВИКОВ А. О.¹, ШЕСТОПАЛОВ И. Н.¹

¹ Донецкий национальный технический университет, г. Донецк

Аннотация. Выполнен анализ проблемы ухудшения состояния горных выработок, расположенных в пределах туфитового горизонта НШУ «Яреганефть». Установлены основные причины деформирования выработок. Предложен комплекс мер, позволяющих повысить устойчивость поддерживаемых выработок.

Ключевые слова: горная выработка, технология добычи нефти, не удовлетворительное состояние выработок, качество работ по проходке, прорывы пара, потеря прочности пород, обрушения в выработки, прогноз состояния, мероприятия по повышению устойчивости.

DIRECTIONS FOR SOLVING THE PROBLEM OF INCREASING THE STABILITY OF PRODUCTION IN THE WORKING OF OMC “YAREGANEFT” ООО “LUKOIL-KOMI”

NOVIKOV ALEKSANDR OLEGOVICH¹, SHESTOPALOV IVAN NIKOLAEVICH¹

¹ Donetsk National Technical University

Abstract: The analysis of the problem of debase of the mine workings located within the limits of the tuffite horizon of the OMC “YAREGANEFIT” OOO “LUKOIL-KOMI” was carried out. Established the main causes of deformation of workings. A set of measures has been proposed to increase the staying of supported workings.

Key words: mining, technology of oil production, unsatisfactory condition of mine workings, quality of work on sinking, steam breakthroughs, loss of rock stability, falling rocks in mine workings, condition prediction, measures to improve sustainability.

Разработка подземным способом нефтесодержащих пород в условиях шахт НШУ “Яреганефть” представляет из себя следующее (рис.1). Месторождение представляет из себя антиклинальную складку пород, а нефтеносный слой – трещиновато-пористый кварцевый песчаник, мощностью до 40 м, разбитый круто-падающими (под углами 60-80 град.) трещинами на многочисленные блоки разнообразных форм и размеров. Расстояния между соседними трещинами в среднем составляет 20-25 м при ширине раскрытия от нескольких миллиметров до 3 см. Выше него залегают слабые породы – туфиты, а ниже – титаносодержащие песчаники. Нефть относится к классу тяжелых (ее плотность 945 кг/м^3) и обладает вязкостью от 5 до 20 Па·с. Температура нефтесодержащего пласта – от 6 до 8 °С. Глубина – залегания – 180-200 м.

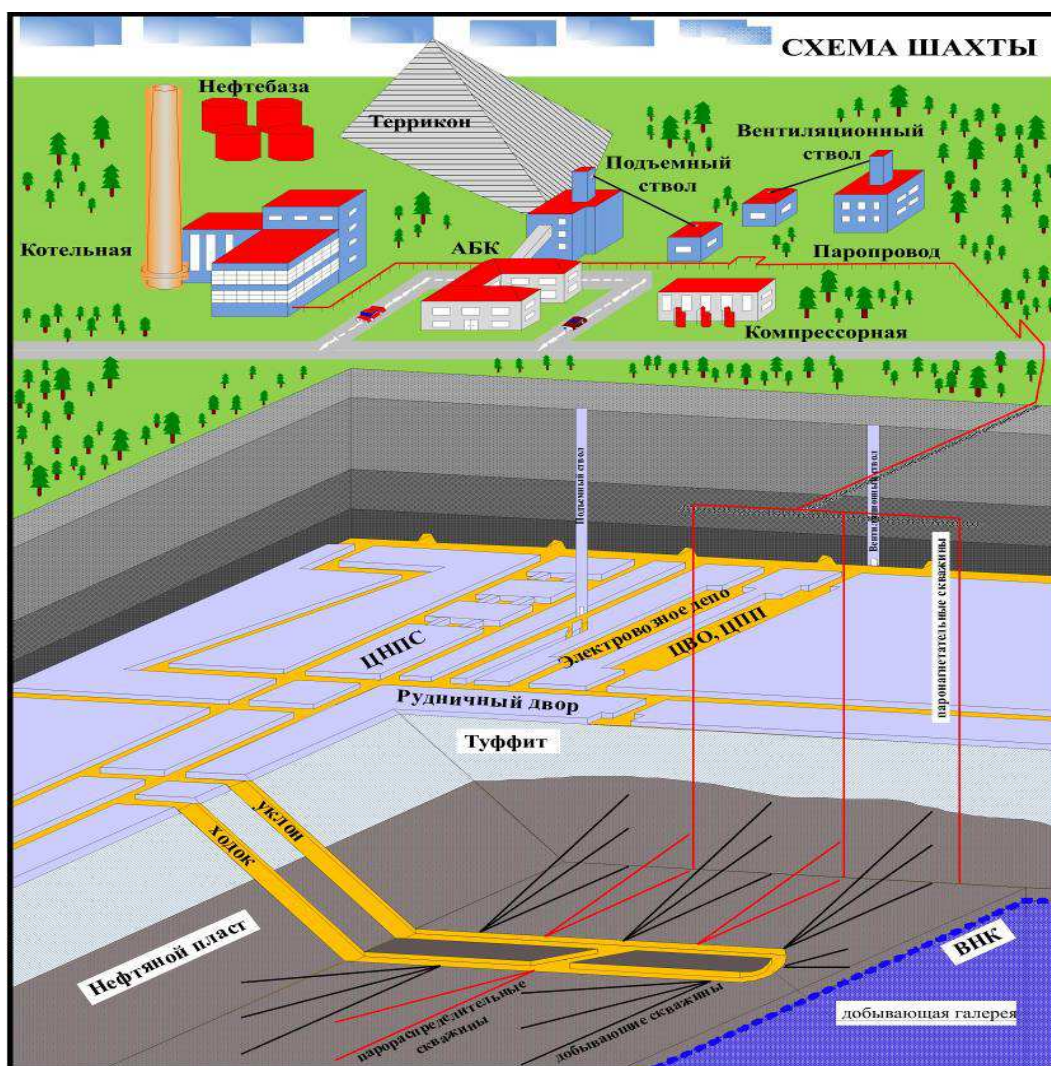


Рис. 1 – Принципиальная схема нефтяной шахты в разрезе.

В настоящее время добыча нефти в НШУ «Яреганефть» ведется поземным способом на трех шахтах с применением термошахтной технологии добычи. Сущность его заключается в закачке разогретого водяного пара в нефтесодержащий пласт под большим давлением, при этом за счет конвективно-диффузионного переноса пара по пласту происходит разогрев нефти со снижением ее вязкости на три порядка (до 12 – 15 мПа*с).

Месторождение вскрыто 3-мя вертикальными стволами. Околоствольный двор и основные выработки расположены выше нефтеносного горизонта (в туфитах). Там же пройдены верхние галереи для подготовки к выемке панели. От них, под углом 14-15 град., к почве нефтесодержащего пласта проходятся уклоны, а от них – нижние галереи. С поверхности, к нефтесодержащему пласту бурятся паропadaющие скважины. Из нижней галереи бурятся парораспределительные и добывающие скважины, нефть из которых собирают в зумпфах и откачивают на поверхность.

К особенностям условий разработки Ярегского месторождения, оказывающим существенное влияние на устойчивость горных выработок, следует отнести следующие:

1. По геологическим данным о месторождении, приведенным в работах [1,2,3,4], за 80 лет разработки месторождения, на площади около 40 квадратных километров было пробурено более 92000 скважин длинами от 40 до 280 м, что кроме имеющейся естественной трещиноватости массива создало дополнительную, техногенную трещиноватость (с шириной раскрытия трещин до 100 и более мм), существенно усложняющую добычу нефти (меняется кинетика фильтрационных свойств нефтесодержащего пласта).

2. Информация о пространственном расположении всех ранее проводившихся в НШУ горных работах (ранее проведенные и погашенные выработки, все пробуренные скважины и т.д.) не систематизирована, что не позволяет получить полную и достоверную информацию для принятия адекватных технологических решений по проведению и поддержанию выработок, затрудняет проектирование подготовительных и добычных работ в подготавливаемых и обрабатываемых блоках.

3. Применяемая технология подачи пара к нефтесодержащему пласту (в том числе и технология герметизации скважин) не обеспечивает его подачу исключительно к пласту, при этом происходит нагревание вмещающих пласт пород.

Так, проведенными ранее исследованиями [5], было установлено, что слабые породы (в том числе туффиты), в которых располагаются верхние галереи панели, с естественной прочностью на сжатие в 12-16 МПа, под действием пара снижают ее в 3-4 раза, а остаточную прочность – в 6 раз.

4. Проведенные в работе [6] теоретические исследования фильтрационных процессов в трещиновато-пористом массиве для условий Ярегского нефтяного месторождения показали, что основные перемещения и массоперенос пара и флюидов при используемой технологии, происходят по имеющимся в массиве системам трещин, что позволяет более достоверно прогнозировать места возможных прорывов пара при добычных работах.

В последние несколько лет на шахтах НШУ «Яреганефть» образовался устойчивый тренд на ухудшение состояния проводимых и поддерживаемых выработок, что замедляет темпы проведения выработок, создавая угрозу своевременного ввода в эксплуатацию новых блоков, требует существенных дополнительных материальных вложений на приведение выработок в нормальное эксплуатационное состояние, увеличивает издержки на добычу нефти (при механизации процессов до 20% объемы работ по ликвидации последствий обрушений пород только по НШ-1 в 2017 году превысили 3500 м³).

Существующая технология проведения и поддержания выработок на нефтешахтах не обеспечивают их устойчивое состояние и безопасность труда рабочих.

Снижение темпов проведения выработок происходит из-за не совершенства технологии их сооружения в сложных горно-геологических и горнотехнических условиях, в которую не включены дополнительные мероприятия, направленные на предупреждение вывалообразования пород в проходческих забоях (по статистике высота обрушений составляет от 1,5 до 3,0 м), а также мероприятия повышающие процент механизации основных процессов в забое (в т.ч. крепления) и качество их выполнения. Так, результаты визуального обследования состояния выработок на НШ-1, проведенного авторами, позволяют оценить качество работ по креплению как низкое (не забучивается верхняя часть крепежных рам при переборах породы до 0,5м), что не позволяет обеспечить длительную устойчивость выработок.

Из-за прорывов пара на добычных работах (панель обрабатывается до 7 лет) через имеющиеся трещины, старые выработки и скважины, вмещающие породы ухудшают свои ФМС, размокают и отслаиваются, обрушаясь в выработки. Деформации выработок закрепленных на шахтах как деревянной так и металлической рамной крепью представляют собой разрушение межрамного ограждения, приводящие к завалам при высоте обрушения пород кровли на высоту до 10 м.

Авторами статьи предлагается следующие **направления комплексного решения проблемы** обеспечения устойчивости выработок и безопасности труда подземных рабочих:

- На основе полной и достоверной геологической, маркшейдерской, горнотехнической и технологической информации разрабатывается 3D-модель месторождения (отрабатываемого участка)
- С ее помощью выполняется планирование горных работ и обоснование технологии их ведения
- На основе изучения особенностей и закономерностей деформирования пород в проводимых и поддерживаемых выработках разрабатываются типовые технологические паспорта на проведение и поддержание выработок, включающие мероприятия по предупреждению обрушений пород в проходческих забоях, а также при ведении добычных работ.
- Намечаются мероприятия, обеспечивающие направленную подачу пара к разогреваемому участку нефтеносного пласта
- Планируются работы по направленному укреплению зон повышенной трещиноватости пород, через которые возможны прорывы пара к поддерживаемым выработкам
- Планируются дополнительные (локальные) мероприятия, направленные на сохранение устойчивости выработок и обеспечение безопасности рабочих на случай прорыва пара к выработкам
- Эти дополнительные мероприятия выполняются локально (при прогнозируемой угрозе) как на этапе проведения выработок, так и при подготовке к ведению добычных работ и их ведении
- Мероприятия, выполняемые при проведении выработок, включают возведение межрамных ограждений, обеспечивающих возможность быстрой изоляции выработки и проведения тампонажа закрепного пространства.
- Мероприятия, выполняемые при подготовке к ведению добычных работ предусматривают поэтапную установку (при необходимости) крепи усиления, с возможностью регулирования ее несущей способности.

Авторами статьи предложены направления для комплексного решения проблемы обеспечения длительной устойчивости выработок и снижения издержек на их проведение и поддержание в условиях добычи нефти в НШУ “Яреганефть”.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коноплев Ю. П. Научно-методические основы проектирования и анализа термощахтной разработки нефтяных месторождений: дис. ... докт. тех. наук: защищена 2004 / Коноплев Юрий Петрович. – Москва, 2004. – 253 с.
 2. Горная энциклопедия. Шахтная разработка нефтяных месторождений // [сайт]. URL : <http://www.mining-enc.ru/sh/shaxtnaya-gazrabotka-neftyanykh-mestorozhdenij/> (дата обращения 11.02.2019 г.)
 3. Нефтяная шахта. Все о добыче вязкой нефти шахтным способом // [сайт]. URL : http://mineoil.blogspot.com/p/blog-page_3810.html/ (дата обращения 15.02.2019 г.)
 4. Ярегские нефтяные шахты / наш Урал [сайт]. URL: <http://www.nashural.ru/article/promyshlennost-urala/yaregskie-neftshahti/> (дата обращения 15.02.2019 г.)
 5. Определение физико-механических свойств горных пород Ярегского месторождения / отчет о НИР по договору №1/16П0397 от 06.02.2017 г. между ООО «ЛУКОЙЛ-КОМИ» и Федеральным государственным бюджетным учреждением науки «Горный институт» Уральского отделения Российской академии наук. – Пермь, 2017. – 55 с.
- Семина М.А. Моделирование фильтрации нефти в трещиновато-пористом пласте в условиях Ярегского месторождения высоковязких нефтей./ М.А. Семина, А.В. Зайцев, Л.Ю. Левин // Известия ТулГУ, Науки о Земле, 2018, Вып. 3, С. 270 – 284 с.

УДК 622.236.4; 622.831

О ВЗАИМОСВЯЗИ ТЕХНОГЕННОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ С ПРОЯВЛЕНИЯМИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ В КУЗБАССЕ

МАСАЕВ Ю. А.¹, МАСАЕВ В. Ю.¹

¹ ФГБОУ ВО «Кузбасский государственный технический университет
им. Т. Ф. Горбачева», г. Кемерово

Аннотация. Одна из причин происходящих землетрясений и других сейсмических проявлений в районах разработки месторождений полезных ископаемых является техногенная деятельность человека. Рассмотрены факторы, определяющие поведение массива пород, и гипотезы о причинах возникновения землетрясений.

Ключевые слова: землетрясения, техногенное воздействие, недра, напряжения, угольный разрез.

ON THE RELATIONSHIP OF ANTHROPOGENIC ACTIVITIES MANIFESTATIONS OF EARTHQUAKES IN KUZBASS

MASAEV YURIY ALEKSEEVICH¹, MASAEV VLADISLAV YUR'EVICH¹

¹T.F. Gorbachev Kuzbass State Technical University

Abstract: One of the causes of earthquakes and other seismic manifestations in the areas of mining is man-made human activity. The factors determining the behavior of rock mass and hypotheses about the causes of earthquakes are considered.

Key words: earthquakes, technogenic impact, subsoil, stresses, coal mine.

В последние годы все чаще стали уделять внимание происходящим землетрясениям и другим сейсмическим проявлениям в районах разработки месторождений полезных ископаемых и основную причину таких явлений приписывают техногенной деятельности человека.

Но крупнейшие землетрясения происходили и в далекие времена, когда техногенная деятельность не была так развита. Крупнейшее землетрясение произошло в 1556 г. в Китае, в провинции Шэньси, в результате которого погибло 830000 человек, в 1976 г. в Китае (Таньшань) землетрясение с магнитудой 8,2 балла уничтожило полностью город с миллионным населением и ближайшие поселки, погибло 650000 человек и ранено около 700000 человек. Менее губительные землетрясения происходили и в других странах. По оценке сейсмолога Дж. Мална за последние 4 тыс. лет землетрясения погубили порядка 13 млн. человек.

По оценке специалистов, в среднем, в год происходит порядка 15–20 сильных и разрушительных землетрясений и чуть ли не каждую минуту, до 1 млн. в год, сравнительно безвредных, небольших толчков и сотрясений. Землетрясения повторяются в одних и тех же местах и не подчиняются какой-либо закономерности и основной причиной являются процессы, происходящие в недрах Земли. Обычно считается, что горные породы залегают в устойчивом и прочном состоянии, но в действительности земная кора находится в постоянном движении, масштаб которого может меняться от 1 мм до сотен километров, и это движение в течении всего геологического существования Земли изменяет относительное положение горных пород, сдвигая их в различных направлениях – вверх, вниз, в наклонном или горизонтальном направлениях. И они могут протекать очень медленно и постепенно, но могут быть внезапными и резкими. В следствии такого сдвижения и постоянного воздействия сил тяжести горные породы постоянно находятся в поле сил переменной величины, которые создают напряжения, приводящие к упругим и неупругим деформациям. Упругость горных пород имеет большое значение для передачи сейсмических волн в недрах Земли.

Основными факторами, определяющими поведение пород, являются величина и скорость изменения напряжений, прочность на растяжение и сжатие, модуль и предел упругости пород, температура, всестороннее давление, тип горной породы и содержание воды. На внешней части земной коры породы подвергаются хрупкому дроблению с образованием трещин и тектонических разрывов, а на глубинах могут упруго деформироваться, испытывать пластическое течение в твердом состоянии, сминаться в складки и т.п.

На протяжении многих лет ученые различных стран выдвигают гипотезы о причинах возникновения землетрясений, практически подтвердить которые очень сложно, но считается, что первичная причина землетрясений связана с выделением тепла в недрах Земли, а непосредственными причинами являются: образование тектонических разрывов; вулканизм; искусственное возбуждение и суммарное воздействие различных факторов.

В одной из гипотез указывается, что причиной внезапных выбросов и землетрясений являются «деформационные взрывы» за счет прохождения цепных реакций при взаимодействии углеводородных газов с кислородом, природу которых открыл академик Н. Н. Семенов, за что ему была присуждена Нобелевская премия.

Но в качестве одной из причин не исключена и техногенная деятельность человека, в частности, производство массовых взрывов при добыче полезных ископаемых. В последние годы эта проблема стала актуальной и для Кузбасса – центра угледобычи России, в связи с ежегодным увеличением добычи угля. В прошедшем году добыто было 247 млн. т угля, из них около 70 % открытым способом. При добыче угля открытым способом производятся взрывания зарядов ВВ большой массы, что и провоцирует сей-

смические проявления. Территория Кузбасса расположена вблизи сейсмически активной Алтае-Саянской горной системы и несмотря на это территория региона считалась не активной в плане сеймики долгие годы, а за последние 10–20 лет, в результате развития добычи полезных ископаемых, а также сопутствующих этому производственных и природных факторов, сейсмическая активность усилилась.

Самое мощное землетрясение в Кузбассе произошло в июне 2013 года, которое связывают с деятельностью угольного разреза «Бачатский», глубина разработки которого составляет более 350 м, магнитуда землетрясения составила 5,3–5,6 баллов, а в эпицентре зафиксировано 7 баллов, причем, землетрясение ощущалось не только на территории Кузбасса, но и в соседних регионах. Центральная точка очага землетрясения была зафиксирована на глубине около 4 км и это послужило главным аргументом его природного происхождения, но спровоцировало его очевидно производство массового взрыва на разрезе. После этого землетрясения в регионе было увеличено количество сейсмостанций и стали более тщательно следить за сейсмической обстановкой.

Наиболее насыщенным угольными разрезами является Центральный Беловский район Кузбасса, где по наблюдениям за 2014–2015 г.г. было зафиксировано 113 сейсмических событий в двадцати одном населенном пункте, а за 8 месяцев 2016 г. – 50 землетрясений. Причем, наблюдалось увеличение числа землетрясений произошедших после производства массовых взрывов на угольных разрезах. Так, в 2015 году таких землетрясений зафиксировано 28, а в 2016 году – 48 из 50, т.е. почти 100 %. Максимальные магнитуды землетрясений находились в пределах от 3,5 до 3,7 баллов, а минимальные от 2,1 до 2,5 баллов. Взрывные работы на угольных шахтах и разрезах производятся только в определенное время года и именно в это время и были зафиксированы землетрясения.

Распределение землетрясений по временам года неравномерное – наибольшее число землетрясений приходится на весенний период и составляет чуть более 35 %, наименьший процент отмечается в зимний период и составляет чуть более 13 %, а в летний и осенний период процент сейсмособытий примерно одинаков – 25 %.

Как можно заметить, техногенные воздействия на недра земной коры безусловно влияют на сейсмическую обстановку и возбуждение проявления землетрясений и, естественно, что необходимо снижать такие явления разработкой определенных мер. И некоторые меры по снижению воздействия горных работ на сейсмическую обстановку уже приняты. В частности, установлено ограничение на размеры выемочного блока не более 100 м, по сравнению с ранее применяемым 200–300 м, производится подбор взрывчатых веществ, конструкции скважинных зарядов ВВ, схем монтажа взрывных сетей и порядка взрывания блока. Но необходимо также проводить исследования геологического строения и свойств, залегающих в недрах разрабатываемого района горных пород и происходящих физических процессов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Масаев Ю. А. Массовые взрывы при добыче угля открытым способом и их влияние на сейсмические проявления в Кузбассе / Ю. А. Масаев, А. И. Копытов, В. Ю. Масаев, С. Е. Ильина // Вестник научного центра по безопасности работ в угольной промышленности: ООО «ВостЭКО». Вып. 4: – Кемерово, 2016. – С. 48–55.

2. Бычков С. В. Химические реакции в процессе землетрясений. Взрыв пород горного массива как источник толчков, внезапных выбросов и горных ударов / С. В. Бычков // Вестник научного центра по безопасности работ в угольной промышленности: ООО «ВостЭКО». Вып. 4: – Кемерово, 2016. – С. 36–47.

3. Артемонова С. А. Исследование условий возникновения сейсмических активаций на шахте Полысаевская АО «СУЭК–Кузбасс» / С. А. Артемонова, С. В. Цирель, А. И. Пальцев //

Вестник научного центра по безопасности работ в угольной промышленности: ООО «Вост-ЭКО». Вып. 4: – Кемерово, 2016. – С. 29–35.

4. Еманов А. Ф. Техногенная сейсмичность разрезов Кузбасса (Бачатское землетрясение 18 июня 2013 г.) / А. Ф. Еманов, А. А. Еманов, А. В. Фатеев и др. // ФТПРПИ. 2014, № 2. – С. 41–46.

5. Машуков И. В. Регистрация сейсмических колебаний поверхности от воздействия подземных массовых взрывов на Таштагольском месторождении / И. В. Машуков, В. П. Доманов, А. А. Семин, А. Г. Серг, М. А. Климкин // Вестник научного центра по безопасности работ в угольной промышленности: ООО «ВостЭКО». Вып. 4: – Кемерово, 2016. – С. 24–29.

УДК 621.313.323

ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА ВЗРЫВА КОМПЛЕКТА ШПУРОВЫХ ЗАРЯДОВ ВВ ПРИ СООРУЖЕНИИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК В СЛОЖНЫХ ГОРНОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

МАСАЕВ Ю. А.¹, МАСАЕВ В. Ю.¹, ПОЛИТОВ А. П.¹

¹ ФГБОУ ВО «Кузбасский государственный технический университет им. Т. Ф. Горбачева». г. Кемерово

Аннотация. При сооружении горных выработок буровзрывным способом необходимо учитывать целый ряд факторов, которые обеспечивают безопасные условия эксплуатации выработки. Рассмотрена взаимосвязь условий нагружения породного массива с действием взрыва зарядов взрывчатого вещества.

Ключевые слова: сооружение горных выработок, объемное напряженное состояние, буровзрывные работы, врубовые шпур, продолжительность разрушения, коэффициент крепости.

IMPROVING THE QUALITY OF THE BLAST SET BLAST HOLE CHARGES OF EXPLOSIVES IN THE CONSTRUCTION OF MINES IN THE COMPLEX MINING AND GEOLOGICAL CONDITIONS

MASAEV YURIY ALEKSEEVICH¹, MASAEV VLADISLAV YUR'EVICH¹,
POLITOV ALEKSANDR PETROVICH¹

¹T.F. Gorbachev Kuzbass State Technical University

Abstract: When constructing mine workings by drilling and blasting method, it is necessary to take into account a number of factors that ensure safe operating conditions of the workings. To investigate the relationship between loading conditions the rock mass with the force of the explosion of explosive charges.

Key words: The construction of the mine workings, three-dimensional stress state, drilling and blasting operations, mining boreholes, the duration of the destruction, the strength coefficient.

При разработке месторождений полезных ископаемых подземным способом одним из наиболее важных и трудоемких процессов, представляющих опасность для горнорабочих, является сооружение горных выработок различного назначения, особенно на больших глубинах их заложения.

При сооружении горных выработок буровзрывным способом необходимо учитывать целый ряд факторов, которые бы обеспечивали не только высокую скорость проведения горной выработки и состояние законтурного массива, но и предопределяли безопасные условия последующей эксплуатации готовой выработки. На эффективность взрывных работ оказывают влияние не только физико-механические свойства горных пород, но и характер их формирования, расположения, действующего горного давления

и происходящих процессов в породном массиве на разных глубинах. В нетронутом массиве горные породы находятся в равновесном состоянии всестороннего объемного сжатия, которое нарушается при проведении горной выработки и за счет этого перед горной выработкой в призабойной зоне образуется поле статических напряжений, вид и величина которых зависит от формы и размеров горной выработки, состояния и свойств вмещающих горных пород. Напряженное состояние горных пород значительно влияет на их прочностные характеристики.

Ряд исследователей указывают, что в условиях объемного напряженного состояния многократно возрастают прочностные характеристики горных пород и соотношение пределов прочности на сжатие и растяжение уменьшаются.

Для более эффективного разрушения горных пород необходимо обеспечивать взаимосвязь условий нагружения породного массива с действием взрыва зарядов ВВ. По назначению все шпуры в забое делят на три группы – врубовые, отбойные, оконтуривающие и каждую из них, как правило, рассматривают в отдельности и в зависимости от их назначения разрабатывают мероприятия по повышению эффективности их взрывного действия. В таком варианте все группы шпуров должны работать без взаимодействия одна с другой и в этом случае лишь врубовые шпуры работают в условиях максимального зажима горных пород. Но комплект шпуровых зарядов ВВ не следует искусственно разделять на отдельные группы по своему назначению. Все эти группы должны составлять единый комплект, который должен решать единую задачу – эффективное разрушение и отрыв определенного объема горной массы от породного массива. Различие заключается лишь в том, что каждый из шпуров работает в различной степени зажима.

Для обеспечения эффективности разрушения породного массива необходимо учитывать особенности естественного состояния массива величину и характер горного давления, состояния трещиноватости горных пород, особенности и продолжительность процессов разрушения породы взрывом.

За продолжительность разрушения породы принимается суммарное время «отрезания» системой трещин разрушаемой части массива и смещения ее на величину, обеспечивающую падение давления газа до величины временного сопротивления породы. При этом установлено, что продолжительность отдельных фаз разрушения породы (продолжительность «отрезания» трещинами, отход породы, формирование откольной воронки на обнаженной поверхности) в породах, в зависимости от их прочности и состояния трещиноватости не одинакова.

При исследовании продолжительности разрушения породы нами были применены два типа врубовых шпуров – клиновой и призматический при различных глубинах шпуров и веса взрывааемых зарядов ВВ в породах различной крепости. Глубина шпуров изменялась от 1,2 м до 2,2 м и вес зарядов ВВ в шпурах – от 0,6 кг до 1,2 кг, фиксировалась продолжительность воздействия взрыва на горную породу, и продолжительность разрушения породы на груди забоя и в глубине массива.

Было установлено, что при взрывании в породах с коэффициентом крепости по шкале проф. М. М. Протодяконова $f = 8-12$ продолжительность разрушения породы в глубине массива изменяется в общем случае от 2,7 до 9,3 мс. При клиновых врубах эта величина составляет 2,7–8,2 мс, а при призматических – 3,8–9,3 мс. Продолжительность формирования отколов на груди забоя при клиновых врубах составило 0,3–3,6 мс, а при призматических врубах от 1,0 до 3,0 мс. Продолжительность воздействия взрыва на породный массив при клиновых врубах изменяется от 1,8 до 11 мс, а при призматических от 6,5 до 14 мс. С увеличением глубины шпуров продолжительность разрушения породы взрывом возрастает, а с увеличением веса зарядов ВВ уменьшается.

При взрывании в горных породах с $f = 6-8$ (песчаники крепкие, монолитные) продолжительность разрушения в общем случае изменяется от 2,4 до 15,3 мс. При клиновых врубах эта величина составляет 2,4–13 мс, а при призматических от 4,8 до 15,3 мс. Продолжительность разрушения породы на груди забоя была в пределах от 0,3 до 3,8 мс, а продолжительность воздействия взрыва на породный массив сохранилась в тех же пределах – от 2,0 до 14,0 мс, что и при взрывании песчаников с коэффициентом крепости $f = 8-12$.

При взрывании в слабых песчаниках и крепких алевритах с коэффициентом крепости $f = 4-6$ продолжительность разрушения породы в глубине массива изменяется от 8,5 до 26,4 мс. При клиновых врубах она составляет 8,5–25,5 мс, а при призматических 9,7–26,4 мс. В этих породах значения крайних величин продолжительности разрушения породы при клиновых и призматических врубах не имеют явных различий, как в более крепких породах. Во всех вариантах при одинаковом заполнении шпуров взрывчатим веществом продолжительность разрушения породы при призматических врубах возрастает по сравнению с клиновыми врубами. Со снижением крепости пород это возрастание более интенсивно, чем в крепких породах. При использовании зарядов взрывчатых веществ с более высокой бризантностью продолжительность процессов разрушения породы снижается. Так, в породах с $f = 8-12$ снижение продолжительности разрушения достигает 10–20 %, в породах с $f = 6-8$ это снижение составляет 8–15 %, а в породах с $f = 4-6$ снижение продолжительности разрушения незначительно и не превышает 5 %.

Эффективность сооружения горных выработок, особенно в крепких и весьма крепких горных породах, в значительной степени зависит от качества взрыва комплекта шпуровых зарядов ВВ и не всегда достигается достаточно хорошие результаты, из-за пониженного значения К.И.Ш., неудовлетворительного оконтуривания горных выработок, а от этого снижается скорость проходки и продолжительность труда проходчиков.

На протяжении многих лет для ликвидации отмеченных отрицательных факторов предпринимаются попытки совершенствования параметров буровзрывных работ, разрабатываются рекомендации для повышения эффективности взрывных работ в конкретных горно-геологических условиях и основная их часть посвящена совершенствованию параметров врубовых шпуров, поскольку от качества формирования врубовой полости зависит и качество взрыва комплекта шпуровых зарядов ВВ.

Взрыв зарядов ВВ происходит в сложных условиях – при наличии одной обнаженной плоскости и повышенном зажиме породного массива и поэтому коэффициент использования шпуров после взрыва достаточно низкий и для получения необходимой глубины врубовой полости приходится увеличивать глубину врубовых шпуров.

Для решения указанных проблем и обеспечения условий качественного формирования врубовой полости нами разработан вруб для разрушения крепких горных пород, конструктивное выполнение которого предусматривает снижение концентрации напряжений впереди забоя горной выработки (патент РФ 122476).

В конструкцию вруба (рис.) входит опережающая компенсационная скважина 1 и комплект непосредственно врубовых шпуров 2. Компенсационная скважина пробуривается в центре врубовых шпуров на глубину, превышающую в 2 раза глубину врубовых шпуров, увеличенным диаметром, но не более 125 мм. В компенсационную скважину размещается прострелочный заряд ВВ на глубине, соответствующей глубине врубовых шпуров 2, величина которого принимается в зависимости от горногеологических условий проведения горной выработки.

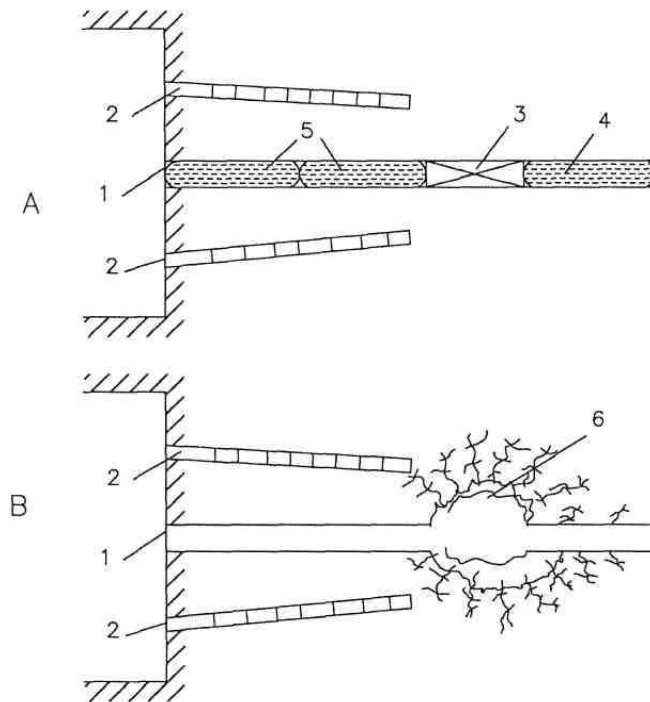


Рис. 1. Вруб с компенсационной скважиной для разрушения крепких горных пород: А – до взрыва прострелочного заряда ВВ; В – после взрыва прострелочного заряда ВВ.

В компенсационную скважину сначала размещаются водонаполненные ампулы 4, затем прострелочный заряд ВВ 3, а за ним до устья скважины водонаполненные ампулы 5, заполняющие все сечение скважины 1. Такая конструкция прострелочного заряда ВВ позволяет создать концентрацию действия взрыва заряда ВВ в зоне его расположения. Схема врубовых шпуров может быть применена любая в зависимости от формы и размеров сечения горной выработки и свойств вмещающих горных пород.

Первой серией взрывают прострелочный заряд ВВ. Возбуждаемая мощная ударная волна воздействует на гидрозабойку 4 и 5 и водяная масса в процессе сжатия создает эффективное распорное усилие на стенки скважины, препятствуя преждевременному выходу газообразных продуктов взрыва из скважины. За счет этого обеспечиваются условия формирования максимального импульса, давления и полноты использования энергии взрыва на образование камуфлетной полости в зоне расположения прострелочного заряда ВВ. Сформированная волна напряжений проходя по породному массиву создает передислокацию зоны напряжений впереди забоя горной выработки, предотвращая возможные геодинамические проявления и одновременно образует густую сеть трещин и микротрещины вокруг камуфлетной полости – так называемую зону предразрушения 6.

Взрывание зарядов ВВ врубовых шпуров производится второй очередью и эффективность их действия обеспечивается за счет созданной зоны предразрушения 6. Кроме этого, после взрыва прострелочного заряда ВВ неразрушаемая часть компенсационной скважины освобождена от водяной забойки 5 и выполняет роль дополнительной обнаженной поверхности в системе вруба, создавая систему отраженных волн при взрыве зарядов ВВ врубовых шпуров, что обеспечивает качественное разрушение породы. В результате – врубовая полость формируется на всю длину врубовых шпуров с коэффициентом использования шпуров равным единице и в итоге обеспечивается качественное разрушение породы при взрыве основного комплекта шпуровых зарядов ВВ.

При этом повышается производительность труда горнорабочих, увеличивается скорость проведения горной выработки и обеспечивается устойчивое состояние законтурного массива, особенно при длительном сроке эксплуатации горной выработки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Патент 122476 РФ, МПК F 42D 1/08 (2006.1). Вруб для разрушения крепких пород / Масаев Ю. А., Копытов А. И., Масаев В. Ю., Лебедев А. А.; заявитель и патентообладатель Кузбасс. гос. техн. ун-т. – № 2012124493/03; заявл. 13.06.2012; опубл. 27.11.2012. Бюл. № 33.
2. Масаев Ю.А. Исследование закономерностей формирования импульса давления в зарядной полости / Ю. А. Масаев, В. В. Першин, Н. В. Мильбергер. – Екатеринбург; Известия вузов. Горный журнал, 2015, № 1. – С. 93–101.
3. Масаев Ю. А. К исследованию эффективных схем врубовых шпуров / Ю. А. Масаев, Д. В. Тимофеев // Вестник КузГТУ. – Кемерово, 2000, № 4. – С. 65–68.
4. Масаев Ю. А. Исследование закономерностей разрушения горной породы во врубе / Ю. А. Масаев, Н. В. Мильбергер // Социально-экономические и экологические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики. Сб. науч.тр. БНТУ. – Минск, 2013, Т.1. – 511 с. – С. 68–75.
5. Масаев Ю. А. Исследование эффективных схем врубовых шпуров / Ю. А. Масаев, Н. В. Мильбергер // Материалы Международной научно-практической конференции. «Взрывная технология. Эмпирика и теория. Достижения. Проблемы. Перспективы». 27–28 октября 2011 г. Тула, 2011. – С. 99–105.

УДК 622.24.05.051

МОБИЛЬНАЯ УСТАНОВКА ДЛЯ ВЫБУРИВАНИЯ КЕРНА

КОРНЕЕВ В. А.¹, КОРНЕЕВ П. А.¹

¹ Сибирский государственный индустриальный университет, г. Новокузнецк

Аннотация. В статье приведено описание мобильной установки для выбуривания керна. Особенностью бурового станка является низкая стоимость, разборная конструкция, возможностью автономной работы в полевых условиях, выбуривание керна как из обнажений массива и негабаритов горной породы, так и из образцов среднего размера. Бурильная машина разработана на базе серийно выпускаемой строительной установки алмазного бурения.

Ключевые слова: колонковое бурение, буровой станок, конструкция, крепость.

MOBILE UNIT FOR DRILLING OUT CORE

KORNEEV VIKTOR ALEKSANDROVICH¹, KORNEEV PETR ALEKSANDROVICH¹

¹Siberian State Industrial University

Abstract. The article describes the design of the mobile unit for core drilling. A feature of the drilling machine is a low cost and collapsible design. The rig is able to work autonomously in the field. Core drilling may be performed from outcrops of the massif, oversize rock and medium-sized samples. The boring machine is developed on the basis of a mass-produced diamond drilling rig.

Key words: core drilling, drilling rig, construction, fortress.

Определение физико-механических свойств горных пород раздавливанием их образцов цилиндрической формы получило широкое распространение в мире. Основным достоинством этого метода является относительно простое получение требуемой для испытания формы образцов из кернавого материала.

В настоящее время на рынке лабораторно-испытательного оборудования присутствует значительное количество буровых станков, обеспечивающих получения керна из образцов горной породы. Общим недостатком этого оборудования является высокая стоимость, а также отсутствие возможности работы на производственных объектах с негабаритами горной породы значительного размера и обнажениями породного массива. В связи с этим, авторами настоящей статьи была предпринята попытка разработки и создания мобильной установки для выбуривания кернов. Основными требованиями, заложенными при проектировании станка, были следующие: малая стоимость, разборная конструкция, возможностью автономной работы в полевых условиях, выбуривание керна как из обнажений массива и негабаритов горной породы, так и из образцов среднего размера.

В результате проведенной работы была создана бурильная установка, приведенная на рисунке 1. Разработанная мобильная установка для выбуривания керна была создана на базе строительной установки алмазного бурения Proalmaz PRO160LED-N. Выбор этой машины в качестве основы был обусловлен ее значительной мощностью, а также наличием в ее конструкции механической муфты, обеспечивающей защиту двигателя в случае заклинивания коронки. Технические характеристики установки Proalmaz PRO160LED-N позволяют бурить скважины диаметром от 20 до 160 мм в армированном бетоне, что вполне удовлетворяет требованиям к размерам образцов цилиндрической формы для испытаний в соответствии с ГОСТ 21153.2-84.



Рис. 1. Мобильная установка для выбуривания керна

Разработанная мобильная установка для выбуривания керна (рисунок 1) состоит из двигателя 1, размещенного на ручном механизме речной подачи 2. Мощность двигателя 1 составляет 2,1 кВт. Механизм подачи 2 закрепляется посредством быстрого крепления на станине, которая состоит из швеллеров (двух коротких 3 и двух длинных 4) и крышки 5. Крепление образца горной породы 6, из которого выбуривается керна, осуществляется за счет уголков 7, перемещающихся по шпилькам 8 и фиксирующих образец за счет гаек, расположенных на них. Расстояние между двумя шпильками 8, расположенными на одном швеллере, а также их высота, выбираются исходя из размеров образца горной породы. Расстояние между двумя длинными швеллерами 4 определяется диаметром используемой коронки. Крепление элементов станины бур-

вой установки осуществляется на болтовом соединении, что позволяет легко разбирать и перевозить ее.

В качестве используемого инструмента в установке применяются алмазные буровые коронки для сухого и мокрого бурения. Во втором случае для подачи воды применяется ручная насос 9.

При бурении в полевых условиях мобильную установку для выбуривания крена предполагается прикреплять к обнажению массива с помощью анкера, в который вкручивается быстросъемное крепление. Для автономного электроснабжения буровой машины предусмотрен бензиновый генератор Fubag BS 7500, обозначенный на рисунке 1 под номером 10. Мощность генератора была определена исходя из параметров буровой установки с запасом в 25 %, и составляет 7 кВт [1]. При пиковых нагрузках генератор способен выдавать мощность в 7,3 кВт.

Спроектированная мобильная установка для выбуривания керна будет использоваться при проведении исследований, связанных с разработкой нового экспресс-метода определения сопротивляемости горных пород хрупкому разрушению [2,3]. Метод реализуется посредством вдавливания индентора специальной формы в поверхность горной породы. Одним из особенностей экспресс-метода является возможность проведения исследований в скважинах, что достигается за счет применения индентора специальной формы. Бурильная машина будет осуществлять формирование скважин в образцах горных пород. Полученные керны будут использоваться для определения свойств горной породы с целью установления их корреляционной связи с усилием, необходимым для вдавливания индентора.

Статья выполнена при финансовой поддержке гранта Президента Российской Федерации для молодых российских ученых - кандидатов наук № МК-6689.2018.8

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Корнеев В.А., Корнеев П.А. Выбор автономной электростанции для энергоснабжения оборудования при проведении полевых исследований // Автоматизированный электропривод и промышленная электроника : труды VIII Всерос. науч.-практ. конф. Новокузнецк. 2018. С. 140-146.
2. Заявка 2018114343 РФ, МПК Е 21 С 39/00 (2006.01). Способ определения сопротивляемости горных пород хрупкому разрушению / Дворников Л.Т., Корнеев В.А. – заявл. 18.04.2018. – 6 с. : ил.
3. Корнеев В.А. Обоснование и разработка нового экспресс-метода определения прочностных свойств горных пород // Научные технологии разработки и использования минеральных ресурсов. 2018. № 4. С. 252-255.

УДК 622.831

ИЗУЧЕНИЕ ХАРАКТЕРА ДЕФОРМИРОВАНИЯ КАРНАЛЛИТА ПРИ ОБЪЕМНОМ СЖАТИИ

ПАНЬКОВ И. Л.¹, ЕФИМОВА А. А.²

¹ Горный институт УрО РАН, г. Пермь

² Пермский национальный исследовательский политехнический университет, г. Пермь

Аннотация. Приведены результаты испытаний образцов карналлита в камере объемного сжатия. Установлены два типа диаграмм деформирования, получены зависимости влияния бокового давления на прочностные и деформационные показатели.

Ключевые слова: образец, карналлит, объемное сжатие, деформация

RESEARCH OF THE BEHAVIOR OF CARNALLITE DEFORMATION DURING TRIAXIAL COMPRESSION

PAN'KOV IVAN LEONIDOVICH¹, EFIMOVA ALINA ALEKSEEVNA²

¹Mining Institute of the Ural Branch of RAS

²Perm National Research Polytechnic University

Abstract. The results of testing samples of carnallite in the chamber of volume compression are given. Two types of deformation diagrams are established, the dependences of the effect of lateral pressure on the strength and deformation indexes are obtained.

Key words: sample, carnallite, triaxial compression, deformation.

При проектировании и строительстве шахт и рудников необходим учет различных факторов, влияющих на устойчивость грузонесущих элементов подземных конструкций, важнейшим из которых является их напряженное состояние. Это в полной мере относится к устойчивости (несущей способности) целиков различного назначения на рудниках Верхнекамского месторождения калийных и магниевых солей, формирующихся при отработке карналлитового пласта В. Поэтому, исследования направленные на изучение влияния напряженного состояния на механические показатели карналлитовых пород являются весьма актуальными.

В рамках данной задачи проводились исследования, направленные на изучение влияния бокового давления на прочностные показатели образцов карналлита. Эксперимент осуществлялся по схеме Кармана ($\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$) в камере объемного сжатия (максимальное давление – 40 МПа), устанавливаемой между нажимными плитами электро-механического пресса Zwick/Z250 (максимальное усилие – 250 кН).

Исследования проводились на прямоугольных призматических образцах размером 70×35×35мм, при постоянном боковом давлении 0, 1, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30 МПа и скорости смещений траверс пресса 1 мм/мин. Перед испытаниями, для предотвращения проникновения масла в поры и трещины образцов проводилась их герметизация с помощью эластичной термоусадочной трубки.

Во время испытания проводилась запись усилий и перемещений в память персонального компьютера пресса, по которым строились полные диаграммы деформирования, используемые для определения механических показателей, согласно методике, приведенной в работе [1].

Установлено, что для испытанных образцов карналлита характерны два типа диаграмм деформирования:

- “гладкие” (рис. 1, а), которые наблюдаются при деформировании подавляющего большинства других разновидностей квазипластичных соляных пород (сильвинит, каменная соль);

- “прерывистые” (рис. 1, б), для которых, при выходе на запредельную стадию деформирования наблюдаются множественные резкие сбросы с последующим восстановлением нагрузки, аналогичное проявлению “stick-slip” эффекта при прерывистом скольжении твердых тел [2].

По результатам испытаний получены зависимости влияния бокового давления на предел прочности, разрушающую деформацию, начальный и предельный модули деформации, а также модуль спада карналлита.

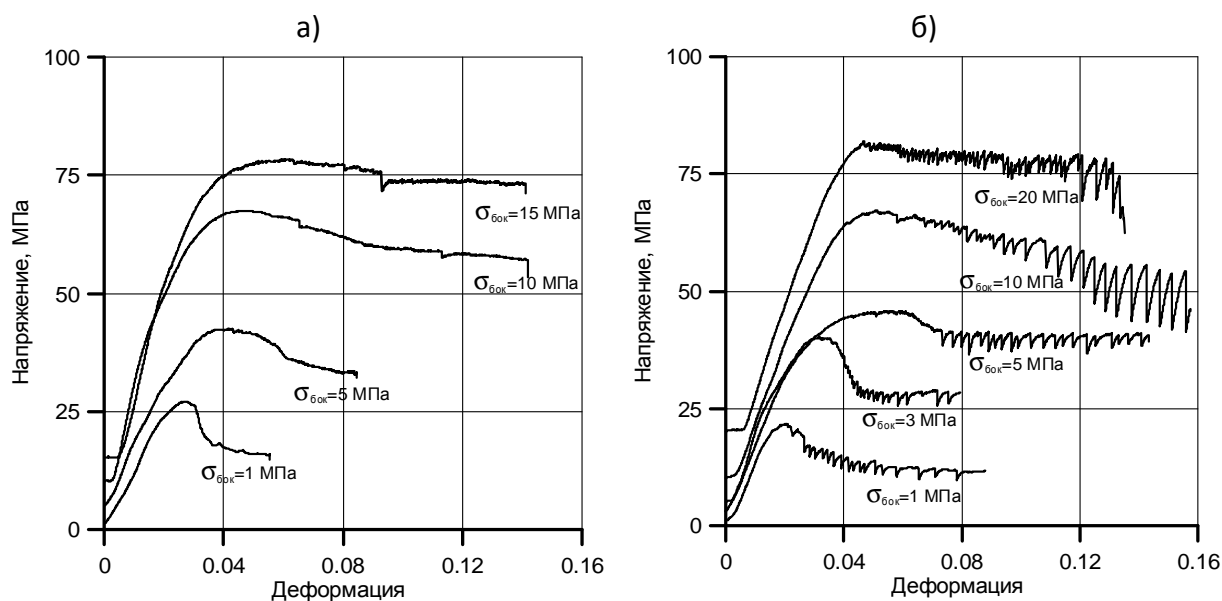


Рис. 1. Характерный вид диаграмм деформирования образцов карналлита при объемном нагружении: а – «гладкие», б – «прерывистые»

Результаты проведенных исследований предназначены для проведения геомеханической оценки устойчивости карналлитовых целиков пласта В с целью обеспечения безопасных условий ведения горных работ на рудниках Верхнекамского месторождения калийных и магниевых солей.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Барях А.А., Асанов В.А., Паньков И.Л. Физико-механические свойства соляных пород Верхнекамского калийного месторождения: учеб. пособие. – Пермь: Изд-во ПГТУ, 2008. – 199 с.
2. И.Л. Паньков, И.Г. Новоселова. Экспериментальное изучение энергетического механизма stick-slip эффекта при контакте породы и металла / Научные исследования и инновации. – Пермь: Изд. ПГТУ, 2011, т.5, №1, с.153 – 155.

УДК 622.2

КРАТКОЕ ОПИСАНИЕ ПРОЦЕССОВ, ПРОИСХОДЯЩИХ В МОМЕНТ ВЗРЫВА ЗАРЯДА ВЗРЫВЧАТОГО ВЕЩЕСТВА В ГОРНОМ МАССИВЕ

ВОХМИН С. А.¹, ТРЕБУШ Ю. П.¹, КУРЧИН Г. С.¹, КИРСАНОВ А. К.¹
¹ФГАОУ ВО «Сибирский федеральный университет», г. Красноярск

Аннотация. Одним из ключевых направлений развития горного дела можно назвать взрывное дело, так как вопросы, связанные с взрывными работами, являются одними из самых спорных в горном деле. До сих пор не разработано единой теории, которая бы полностью объясняла механизм разрушения горной породы при взрыве. В данной работе представлены обобщенные сведения о вопросе разрушения горной породы путем воздействия на нее энергией взрыва.

Ключевые слова: заряд, шпур, взрыв, разрушение породы

A BRIEF DESCRIPTION OF THE PROCESSES OCCURRING AT THE TIME OF THE DESTRUCTION OF AN EXPLOSIVE CHARGE IN A ROCK MASSIVE

VOHMIN SERGEY ANTONOVICH¹, TREBUSH YURIY PROKOP'EVICH¹,
KURCHIN GEORGIY SERGEEVICH¹, KIRSANOV ALEKSANDR KONSTANTINOVICH¹
¹ Siberian Federal University

Abstract: Blasting is one of key fields of mining, since the issues related with blasting operations are among the most disputed in mining. Up till now there is not single theory which would completely explain rock destruction upon blasting. This work presents generalized data on the aspect of rock destruction by impact of blasting energy.

Key words: charge, borehole, explosion, rock destruction

Для обеспечения наиболее эффективных показателей проходческих работ при строительстве подземных горных выработок в настоящее время особое внимание уделяют взрывным работам, а именно определению оптимальных параметров буровзрывных работ. Строительство новых и реконструкция уже действующих шахт и рудников требует выполнения большого объема работ по проведению горных выработок, протяженность которых может достигать десятки километров. До настоящего времени на большинстве рудников строительство выработок ведется с применением буровзрывных работ. Совершенствование ведения буровзрывных работ является одним из направлений повышения эффективности проведения выработок. В зависимости от того, насколько корректно рассчитаны параметры буровзрывных работ могут существенно изменяться технико-экономические показатели проходки горной выработки.

Деформирование горной породы при взрыве заряда взрывчатого вещества (ВВ) является одним из основных проявлений взрывного воздействия, следствием которого в свою очередь являются многочисленные механически необратимые изменения, происходящие в окрестности взрывного источника, такие как образование камуфлетной полости, разрушение среды, трещинообразования и т.п. [1].

Первые положения о природе и механизме разрушения горных пород энергией взрыва принадлежат М.В. Ломоносову, который впервые установил основные параметры взрывчатого вещества. Далее вопросом взрывного разрушения горных пород занимались выдающиеся отечественные ученые О.Е. Власов, М.Ф. Друкованный, Б.Н. Кутузов, Н.В. Мельников, Г.И. Покровский, А.Н. Ханукаев [2, 3]. Стараниями этих и других ученых были созданы многие теории и заложены фундаментальные знания касательно механизма разрушения горной породы взрывом.

Сам процесс взрыва характеризуется большинством ученых как очень быстрая химическая реакция окисления с выделением большого количества тепла, в результате которой взрывчатое вещество превращается в газы.

Непосредственное начало взрыва происходит под влиянием внешнего источника, называемым средством инициирования. Последующее распространение взрыва через массу ВВ от места инициирования называется детонацией. Граница между еще не охваченным процессом взрыва отрезком, и отрезком, где часть заряда уже превратилась во взрывные газы называется фронтом волны детонации (рисунок 1, а).

Далее в горной породе вблизи расположения шпура с зарядом ВВ проявляются ударные волны, образуя так называемую зону смятия (зону раздавливания), где происходит сильное мелкодисперсное дробление породы. По мере удаления от центра взрыва эти ударные волны затухают и переходят в зону трещинообразования (рисунок 1, а, б).

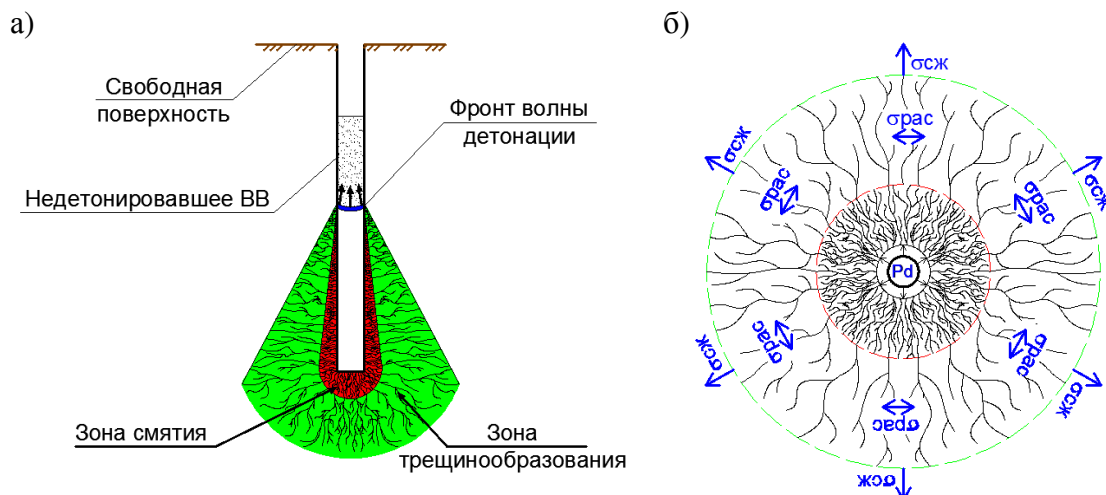


Рис. 1. – Процесс разрушения горной породы при взрыве заряда ВВ

Скорость детонации является важнейшей характеристикой детонационного процесса и описывается в довольно большом количестве научных трудов.

Само явление детонации в газах было открыто в 1881 г. независимо двумя французскими группами ученых: Бертло и Вьелем, а также Малляроми Ле-Шателье в ходе работ по исследованию распространения пламени в трубах. Далее возникла первая гидродинамическая теория детонации, разработанная советским ученым-физиком В.А. Михельсоном.

Последующее изучение явления детонации породило множество способов ее определения, однако при современном развитии науки и техники на данный момент наиболее часто применяют специальные приборы: фоторегистраторы, магнитные и катодные осциллографы.

Давление продуктов детонации описывает работу по расширению ВВ в процессе разрушения горной породы. Этот показатель указывает на непосредственную передачу энергии взрыва в разрушаемый массив, а, следовательно, им можно измерять эффективность работы ВВ.

Несмотря на всю важность этого параметра, прямые измерения давления продуктов детонации практически не осуществляются в связи с отсутствием допустимых методов и приборов, вместо этого для определения ее величины применяются эмпирические формулы. Тем не менее, точность таких оценок остается неизвестной.

После описанных выше процессов происходит непосредственное разрушение породного массива, которое начинается с мелкодисперсного дробления породы в так называемой зоне смятия. В отличие от скорости детонации, установить приборами зону смятия довольно проблематично. Рядом авторов предложены различные методики расчета радиуса зоны смятия [4].

Наиболее точное определение величины зоны смятия при взрыве заряда ВВ позволяет достоверно определить размер зоны трещинообразования, что в свою очередь позволит расчетно установить оптимальные параметры БВР.

Далее процесс разрушения породы набирает все большую силу, и начинается формирование зоны трещинообразования. Существующие методы расчета зоны трещинообразования зачастую демонстрируют взрывное воздействие в идеальной детонационной среде, и оценка достоверности воздействия, рассчитанных по предлагаемым методикам параметров возможна только практическим путем.

Вышеуказанные процессы в момент взрыва заряда ВВ можно назвать одними из ключевых, так как именно по их действию можно судить об эффективности взрыва. Вычисление каждого процесса можно охарактеризовать как первоначальный этап при

создании методики расчета рациональных параметров буровзрывных работ при строительстве горных выработок.

Исходя из анализа приведенных выше методик расчета зон разрушения, можно отметить, что все они затрагивают частные случаи и работают в определенных условиях. Многие методики применимы только для монолитных массивов.

Данное исследование проводится коллективом авторов кафедры «Шахтное и подземное строительство» в Сибирском федеральном университете, с целью изучения процессов действия взрыва заряда взрывчатого вещества, и, следовательно, его потенциальном влиянии на законтурный массив проводимой горной выработки. Анализ изученных материалов показал, что в настоящее время существует большое количество разнообразных способов определения как отдельных параметров буровзрывных работ (скорость детонации, давление продуктов детонации, зоны смятия и трещинообразования и т.д.), так и целостных методик, расчеты по которым в определенной последовательности позволяют рассчитать сетку расположения шпуров в забое.

Работа в данном направлении ведется в рамках гранта Президента Российской Федерации для государственной поддержки молодых российских учёных – кандидатов наук (МК-1178.2018.8).

Авторы работают над созданием программного продукта, который при внесении ключевых горно-геологических и горнотехнических показателей будет достоверно рассчитывать зоны разрушения породного массива вокруг взрывчатого вещества, и строить паспорт буровзрывных работ, который может использоваться на производстве.

Как показала апробация таких паспортов в промышленных условиях на рудниках ЗФ ПАО «ГМК «Норильский никель» и «Джусинский» подземный рудник, такие паспорта значительно сокращают удельный расход взрывчатого вещества и бурения, без снижения качества взрыва и оконтуривания горной выработки, при этом коэффициент использования шпура повышается в среднем на 5-10%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Адушкин, В.В. Геомеханика крупномасштабных взрывов / В.В. Адушкин, А.А. Спивак. М.: Недра, 1993. 319 с.
2. Вохмин, С.А. Процесс разрушения породы при взрыве заряда взрывчатого вещества / С.А. Вохмин, Г.С. Курчин, А.К. Кирсанов // Вестник Забайкальского государственного университета. 2015. №11(126). С. 10-22.
3. Vokhmin, S.A. Destruction of rock upon blasting of explosive agent / S.A. Vokhmin, G.S. Kurchin, A.K. Kirsanov, A.O. Shigin, A.A. Shigina // ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. 2017. T. 12. № 13. С. 3978-3986.
4. Вохмин, С.А. Обзор существующих методик расчета параметров зон разрушения породного массива / С.А. Вохмин, Г.С. Курчин, А.К. Кирсанов, Д.А. Грибанова // Современные проблемы науки и образования. 2015. №1. С. 402.

УДК 622.272

ПРОГНОЗ УСТОЙЧИВОСТИ ГОРНЫХ ПОРОД В ПОДЗЕМНОЙ ВЫРАБОТКЕ, ОСЛАБЛЕННЫХ ТРЕЩИНОЙ

ФРАНЦ В. В.¹

¹ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

Аннотация. Оценка устойчивости подземных выработок определяет безопасные условия их эксплуатации и является основой выбора и расчета прочных размеров крепи. В трещи-

новатых породных массивах потеря устойчивости происходит, как правило, за счет сдвига пород по трещинам. Все это определяет актуальность темы исследований.

Целью исследований является разработка процедуры определения устойчивости выработки из условия сдвига пород по трещине.

Прогноз устойчивости подземных выработок в трещиноватых породных массивах основывается на расчете процесса сдвига породы по трещине методом «отсеков». Методологией исследований является аналитическая оценка фрактальных характеристик трещин, исследование закономерностей сдвига горных пород по трещине. Работа посвящена рассмотрению необходимых для реализации метода характеристик паспорта прочности горных пород. Для этого на основе представления трещины как фрактального объекта определяются параметры ее шероховатости и извилистости. Для конкретных условий проходки квершлага рудника «Сафьяновская медь» рассмотрены условия сдвига и определена величина критерия устойчивости выработки. Установлено, что его функция в зависимости от угла падения трещин имеет экстремум, соответствующих наиболее опасным условиям эксплуатации выработки.

Ключевые слова: подземные выработки; сдвиг породы по трещине; фрактальные характеристики трещины; критерий устойчивости.

THE FORECAST OF ROCK STABILITY IN THE UNDERGROUND MINE WEAKENED BY A FISSURE

FRANTS VLADIMIR VLADIMIROVICH¹

¹Ural state mining University

Abstract: The estimate of underground mines stability determines their safe operation conditions being the basis for the selection and support strength calculation. In jointed rock massifs stability is lost, as a rule, because of rock shear along the fissures. All of this determines the relevance of the research. The research aims to develop the procedure of determining mine stability from the condition of rock shear along the fissure. Underground mines stability forecast in jointed rock massifs is based on the calculation of the process of rock shear along the fissure by the method of “cells”. Research methodology includes analytical estimation of fissures fractal characteristics and the study of regularities of rock shear along the fissure. The research is dedicated to the examination of rock strength certificate characteristics required to realize the method. For this purpose, based on fissure’s presentation as a fractal object, the parameters of its roughness and tortuosity are determined. For particular conditions of crosscutting in Safyanovskaya Med mine the conditions of shear were examined, and the value of mine stability criterion was determined. It has been determined that its function depending on the fissures’ angle of incidence has an extremum corresponding to the most hazardous conditions of mine operation.

Key words: underground mines; rock shear along the fissure; fractal characteristics of a fissure; stability criterion.

Введение. Прогноз устойчивости пород в подземной выработке призван решить вопросы: будет ли выработка устойчивой без крепления; в противном случае требуется определить вид и прочные размеры крепи. Все расчетные методы определения нагрузок на крепь горных выработок можно разделить на два принципиально различающихся подхода – расчет по заданной нагрузке и заданной деформации [1, 2]. В последнем случае (расчет по заданной деформации) прогноз основывается на анализе совместной работы упруго деформируемого монолитного массива и крепи. Расчет по заданной нагрузке предусматривает разрушение пород на контуре выработки с образованием свода естественного равновесия. В контексте данной работы следует рассмотреть последний подход.

Классические методы прогноза по заданной нагрузке опираются на расчетную схему М. М. Протодьяконова [3], которая постулирует образование в кровле горизонтальной выработки свода естественного равновесия. В дальнейшем эта схема была развита П. М. Цимбаревичем [4]. Он рассматривает случай разрушения пород в боковой

части выработок. Однако эти расчетные схемы базируются на представлении массива как сыпучей среды.

При проходке выработок в трещиноватом массиве следует рассматривать возможность образования вывалов. При этом локальные разрушения пород обусловлены касательными напряжениями в плоскости сдвига пород. Сопротивление сдвигу определяется условием Кулона: $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C$, где τ , σ – сдвигающие и нормальные напряжения в плоскости разрушения; φ – угол внутреннего трения; C – сцепление горных пород. Ключевым параметром здесь является величина сцепления, которая определяется сложными процессами сдвига берегов трещины. Эти процессы во многом определяются геометрией трещин.

Для ее описания Н. Бартон (Barton N. R.) [5] ввел понятия шероховатости и извилистости трещин. Под шероховатостью рассматриваются те неровности, которые при данном нормальном усилии прижатия σ будут срезаться. Извилистость определит подъем горной породы при ее сдвиге по трещине, т. е. ее дилатансию. В соответствии с этим Н. Бартон выделили две стадии сдвига с преобладающим влиянием волнистости и шероховатости. Предложенный им паспорт прочности будет описываться двумя уравнениями, которые соответствуют различным по величине нормальным напряжениям. Причем пороговое значение напряжений σ^* зависит от геометрии (морфологии) трещин. В принятой в отечественной литературе системе обозначений это значение определится выражением [6]:

$$\sigma^* = \sigma_{\text{тр}} / 10^{(\alpha_{\text{в}} / K_{\text{ш}})}, \quad (1)$$

где $\sigma_{\text{тр}}$ – прочность при сжатии материала стенок трещины; $\alpha_{\text{в}}$ – угол волнистости (град.); $K_{\text{ш}}$ – коэффициент шероховатости.

На первом этапе сдвига (при $\sigma < \sigma^*$) паспорт прочности опишется уравнением:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}[\varphi_{\text{ост}} + K_{\text{ш}} \lg(\sigma_{\text{тр}} / \sigma)] + C. \quad (2)$$

На втором этапе (при $\sigma > \sigma^*$):

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}[\varphi_{\text{ост}} + \alpha_{\text{в}}] + C. \quad (3)$$

Таким образом, для определения величины сцепления требуется экспериментально найти паспорт прочности при сдвиге породы по данной трещине.

Результаты исследования. В плоской задаче для оценки устойчивости используется широко применяемый со времен Кулона метод «отсеков». Применительно к подземной выработке он адаптирован в работе [2]. Расчетная схема представлена на рисунке 1. Критерий устойчивости определяется отношением сил трения и сцепления, препятствующих сдвигу, к силам сдвига массива по плоскости предполагаемого разрушения. Угол наклона плоскости сдвига θ принимается в работе [2] как угол траектории максимальных касательных напряжений, полученной в результате моделирования НДС массива методом конечных элементов. В данной работе плоскость ослабления сопоставлена с природной трещиной массива с углом падения θ в сторону выработки.

Линейный размер вывала l принимается как расстояние от контура выработки до пика опорного давления или как доля эквивалентного радиуса выработки $nR_{\text{в}}$. В трещиноватых массивах этот размер может определиться системой пересекающихся трещин. Свод зоны обрушения для удобства расчетов принимается в данной схеме круглоцилиндрической формы (рис. 1).

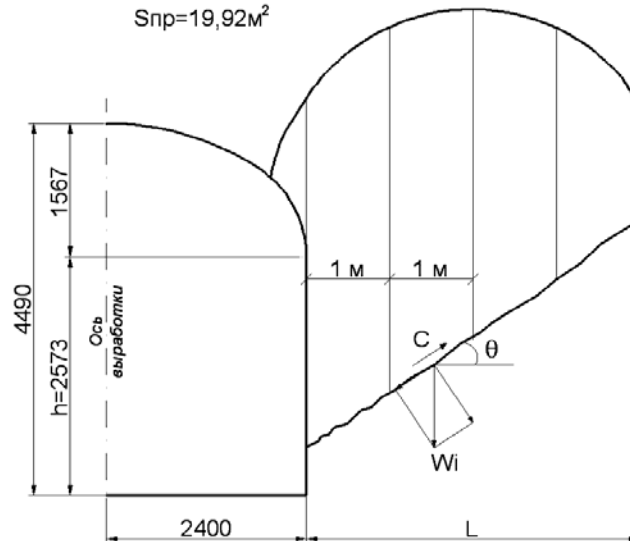


Рис. 1. Расчетная схема к определению устойчивости пород при сдвиге по трещине

Очертания контура вывала разделяются вертикальными сечениями на n отсеков (обычно через 1 м). Силы сопротивления сдвигу внутри каждого отсека определяются трением по плоскости сдвига $W_i \cos \theta \operatorname{tg} \varphi$, сцеплением $C / \cos \theta$ и сопротивлением сдвигу, создаваемым отпором крепи $q \cos \theta$. Здесь W_i – вес каждого отсека. Критерий устойчивости получается суммированием усилий по отсекам:

$$F = \frac{\sum W_i \cos \theta \operatorname{tg} \varphi + n C / \cos \theta + n q \cos \theta}{\sum W_i \sin \theta}. \quad (4)$$

После преобразования получим:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \theta} + \frac{2nC}{\sum W_i \sin 2\theta} + \frac{nq}{\sum W_i \operatorname{tg} \theta}. \quad (5)$$

При отсутствии крепи последнее слагаемое из формул критерия исключается. По формальным признакам выработка будет устойчивой, если $F > 1$. Однако в силу принятых при расчете допущений необходимо вводить некоторый запас устойчивости. В работе [2] предлагается следующая классификация породных обнажений по устойчивости:

1. Относительно устойчивые: $F > 2,0$;
2. Средней устойчивости: $F = 1,2-2,0$;
3. Слабой устойчивости: $F = 0,6-1,2$;
4. Неустойчивые: $F < 0,6$.

В породах первой категории выработка может эксплуатироваться без крепи. В последующих категориях рекомендуется возводить все более мощные крепи. В частности, в породах последней категории устойчивости рекомендуется опережающая крепь из быстротвердеющих материалов и установка глубоких анкеров. Если принять с учетом коэффициента запаса $F = 2$, то из уравнения (5) можно определить требуемый отпор крепи q и произвести соответствующий расчет крепи по известным схемам. Для реализации приведенной схемы расчета разработана соответствующая компьютерная программа.

Рассмотрим процедуру расчета на конкретном примере. К анализу приняты горно-геологические условия проходки квершлага рудника «Сафьяновская медь». Вмещающие породы на месторождении относятся по ГОСТ 25100-95 «Грунты. Классификация» к классу скальных пород, объединяющихся в подгруппу эффузивных образований. Руды месторождения подразделяются на массивные колчеданные (медные, медноцинковые и серный колчедан) и прожилково-вкрапленные (медные). В большинстве своем они также относятся к скальным породам. Инженерно-геологическая неоднородность вмещающих пород и руд обусловлена проявлением трещиноватости и особенно наложенными процессами метасоматических изменений и выветривания. Преобладающие углы падения трещин составляют $\theta = 65\text{--}70$ град. В качестве аналога принята трещина, показанная на рис. 2.



Рис. 2. Фотография трещины на стенке квершлага

На фотографии отмечена характерная трещина сдвига, выходящая на поверхность выработки. Установлено [7], что природные трещины являются фрактальными объектами, сводной характеристикой которых является фрактальная размерность d_f . Экспериментальные исследования указанных горных пород и фрактальный анализ трещины, показанной на рис. 2, позволили получить следующие данные [8].

Для построения паспорта прочности при сдвиге породы по трещине выполнены лабораторные исследования прочностных и упругих свойств образцов вмещающей породы (риолитовые, дациториолитовые порфиры гидрослюдизированные). Порода имеет следующие характеристики:

- Прочность при растяжении $\sigma_p = 8,2$ МПа;
- Прочность при сжатии $\sigma_{сж} = 54,3$ МПа;
- Модуль упругости $E = 0,4$ ГПа;
- Объемный вес $\gamma = 2,63$ гс/см³.

По изложенным в работе [9] методикам выполнено моделирование процесса сдвига. Для представительной трещины (рис. 2) построен паспорт прочности при сдвиге (уравнения (1)–(3)) и определены значения сцепления ($C = 20,2$ кПа) и угла внутреннего трения ($\varphi = 29,8$ град). Угол падения трещины в массиве $\theta = 30$ град. Тогда по формуле (5) критерий устойчивости $F = 1,4$. Можно сделать вывод, что для данных условий породы относятся к классу слабой устойчивости и для выработки необходимо соответствующее крепление.

При прочих равных условиях критерий устойчивости во многом зависит от угла падения трещины. Данная зависимость представлена на рис. 3.

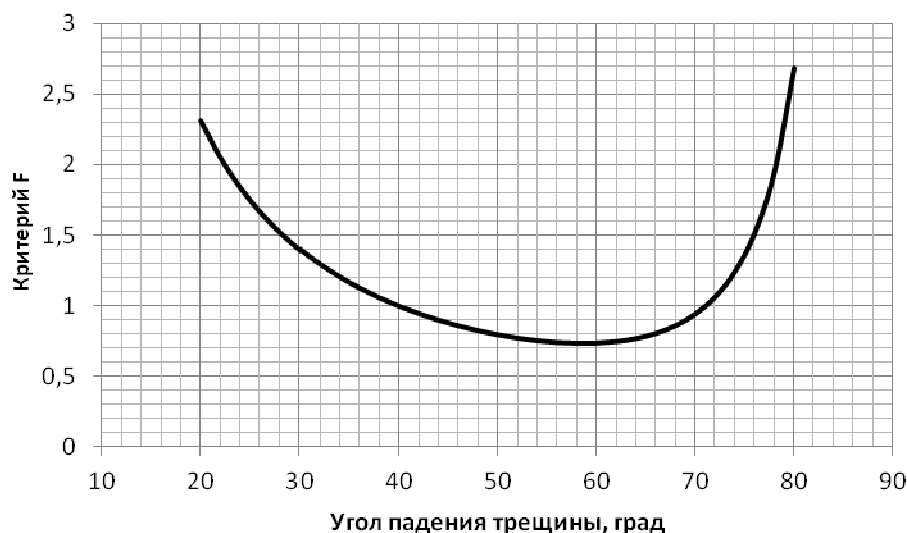


Рис. 3. Влияние угла падения трещины на устойчивость пород в выработке

График показывает, что для данных условий наиболее опасны трещины с углом падения 60 град. Напротив, углы менее 22 и более 78 градусов имеют $F > 2$, т. е. породы устойчивые и выработка может не крепиться.

Заключение. Таким образом, устойчивость выработок в трещиноватом породном массиве может определяться процессом сдвига пород по трещине. Для его количественной оценки следует использовать уравнения Бартон (1)–(3), где ключевыми параметрами являются шероховатость и извилистость трещины, которые определяются ее фрактальным анализом. Использование результатов теоретических и модельных исследований позволяют осуществлять прогноз устойчивости горных пород в подземных выработках, имеющих плоскости ослабления (трещины).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Максимов А. П. Горное давление и крепь выработок / А. П. Максимов. – М. : Недра, 1973. – 255 с.
2. Протосеня А. Г. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / А. Г. Протосеня, Ю. Н. Огородников, П. А. Деменков и др. – СПб: СПГГУ-МАНЭБ, 2011. – 355 с.
3. Протодяконов М. М. Давление горных пород и рудничное крепление / М. М. Протодяконов. – М. : Гостехиздат, 1931. – 153 с.
4. Цимбаревич П. М. Механика горных пород / П. М. Цимбаревич. – М. : Углетехиздат, 1948. – 247 с.
5. Barton N. R., Bandis S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice // Rock joints: Proc. Int. Symp. on Rock Joints / N. Barton, O. Stephansson, eds. - Rotterdam: Balkema, 1990. – P. 603-610.
6. Речицкий В. И., Эрлихман С. А. Современные методы определения прочности на сдвиг по трещине // Геоэкология. -1997. №5. – С. 102-114.
7. Франц В. В. Моделирование и исследование фрактальных характеристик трещиноватости для прогноза прочности и устойчивости породного массива при сдвиге: дис. ... канд. техн. наук. Екатеринбург, 2017. 156 с.
8. Латышев О. Г., Франц В. В., Прищепа Д. В., Соколов В. В. Паспорт прочности трещиноватого породного массива // Труды V Международной конференции: «Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений», 7-8 октября 2016 г. – Екатеринбург: УГГУ, 2016. – С. 118-122.
9. Латышев О. Г., Франц В. В., Прищепа Д. В. Фрактальная размерность трещины как мера ее шероховатости // Известия вузов. Горный журнал. - 2015. – №8. – С. 55-60.

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК НА ОСНОВЕ МОДЕЛИРОВАНИЯ ТРЕЩИНОВАТЫХ ПОРОДНЫХ МАССИВОВ

ПРИЩЕПА Д. В.¹

¹ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

Аннотация. Противоречивые рекомендации нормативных документов (СП, СНиП) обуславливают необходимость творческого решения задачи обеспечения устойчивости подземных горных выработок. В общем случае эта задача будет решена путем определения напряженно-деформированного состояния вмещающего породного массива и его прочностных и деформационных характеристик. Прочностные и деформационные характеристики породного массива предлагается определять на основе лабораторных испытаний горных пород и фрактального анализа трещиновой структуры. Напряженно-деформированное состояние трещиноватых породных массивов целесообразно определять путем реализации метода конечных элементов. А в качестве меры неровностей контура горной выработки обусловленных реальным производством буровзрывных работ использовать фрактальный коэффициент формы.

Ключевые слова: прогноз устойчивости, фрактальный анализ, статистическое моделирование, коэффициент концентрации напряжений, фрактальный коэффициент формы.

INVESTIGATION OF THE STABILITY OF UNDERGROUND WORKINGS ON THE BASIS OF MODELLING FRACTURED ROCK MASSIVES

PRISHCHENKA DMITRIJ VYACHESLAVOVICH¹

¹Ural state mining University

Abstract. The controversial recommendations of normative documents (SP, SNiP) make it necessary to solve creatively the problems of ensuring the stability of underground mine workings. In general case, this problem will be solved by determining the strainly deformed state of the rock massif and its strength and deformation characteristics. Strength and deformation characteristics of the rock massif are proposed to determine on the basis of laboratory tests of rocks and fractal analysis of the cracked structure. It is advisable to determine the strainly deformed state of fractured rock massif by realiziting the finite element method. And as a measure of unplane contour of the mine working due to the actual production of drilling- and- blasting operations, use the fractal coefficient of the shape.

Key words: stability prediction, fractal analysis, statistical modelling, the coefficient of the concentration of tension, fractal coefficient of the shape.

Исследование и обеспечение устойчивости пород в подземной выработке является важнейшей научной и практической задачей горного дела. Решению данной задачи посвящены многочисленные научные исследования. Однако по общему признанию единой работоспособной теории устойчивости выработок, особенно в трещиноватых массивах до настоящего времени не создано. Поэтому основным инструментом проектировщиков являются рекомендации свода правил (актуализированной редакции СНиП), которые изобилуют многочисленными и нередко весьма неопределенными коэффициентами. В этой связи в самих СП прямо указывается на необходимость дополнительных исследований факторов, определяющих устойчивость.

В общем случае устойчивость горных пород в выработке определится соотношением некоторой функции напряженно-деформированного состояния вмещающего выработку массива $F_1(T_\sigma)$ и функции прочностных и деформационных характеристик этого массива $F_2(\sigma, \epsilon)$. Тогда в качестве критерия устойчивости может быть принята комбинация данных функций: $W = F_1(T_\sigma)/F_2(\sigma, \epsilon)$. Потеря устойчивости выработки

произойдет при $W > 1$. Применительно к трещиноватым массивам при определении входящих в критерий функций первоочередной задачей является изучение закономерностей трещинной структуры пород и массивов.

Исследованиями академика М. А. Садовского [1] установлено, что породный массив имеет иерархическое устройство. Поэтому изучение трещиноватости горных пород на любом уровне позволяет распространять результаты на другие уровни иерархии (низшие или высшие). В этой связи нами выполнены исследования трещин на микроуровне (методом люминесцентной дефектоскопии) и макроуровне (путем профилирования поверхности трещин на образцах и трещин массива по их фотографиям на обнажениях). По результатам этих исследований можно отметить следующее [2]. Природные трещины являются фрактальными объектами, обладающими свойствами самоподобия. Их геометрия адекватно оценивается различными типами дробной фрактальной размерности. Определение величины фрактальной размерности основывается на законе Ричардсона [3], связывающего размер объекта $L(\delta)$ с масштабом его измерения δ : $L(\delta) = \alpha \delta^\beta$, где α - некоторая константа; β - отрицательный показатель степени ($\beta = 1 - d_f$, где d_f - фрактальная размерность трещины).

Установлено, что распределение трещин по размерам описывается уравнением Коши: $F(l) = \exp[-(l/U)^\alpha]$. Определены параметры уравнения для разного уровня иерархии трещин. Для изучения динамики развития трещин при нагружении горных пород выполнены исследования образцов туфа с фиксацией изменения их трещинной структуры люминесцентным методом. При нагружении концентрация трещин увеличивается за счет роста уже существующих трещин и зарождения новых. При этом по мере нагружения образцов наблюдается слияние трещин с образованием очагов нарушений (кластеров). Мерой данного процесса служит фрактальная кластерная размерность $d_c = -\ln S(\lambda)/\ln \lambda$, где $S(\lambda)$ - площадь кластеров, измеренных с разрешающей способностью λ . С ростом нагрузки σ кластерная размерность нелинейно возрастает, и темп ее роста описывается уравнением параболы:

$$d_c = d_{c0} + k(\sigma^2 - b\sigma), \quad (1)$$

где k и b - эмпирические коэффициенты (для описываемых опытов $k = 8 \cdot 10^{-5}$ и $b = 8,75$).

Вероятностный характер развития трещин оценивается энтропийной размерностью трещинной структуры пород [3]. Установлен экстремальный характер изменения энтропийной размерности по мере нагружения образцов. Совокупность полученных результатов явилась основой разработанной нами статистической модели трещинной структуры горных пород, вероятностный характер развития которой определяется механизмом фрактального броуновского движения [4].

Результаты указанных выше исследований явились основой методик прогноза прочностных и деформационных характеристик массива. Методика построения паспорта прочности трещиноватого породного массива [5] включает оценку масштабного эффекта и коэффициента структурного ослабления массива микро- и макротрещинами. На основании вероятностного анализа результатов экспериментальных исследований получено уравнение масштабного эффекта:

$$\lambda = \sigma_V / [\sigma] = \lambda_0 + m/V^{1/k}, \quad (2)$$

где $[\sigma]$ - прочность породы, определяемая в лабораторных экспериментах на образцах;
 λ_0 - предельное снижение прочности при $V \rightarrow \infty$; m - параметр масштабного фактора;

k – коэффициент однородности горной породы, определяемый степенью ее трещиноватости.

Для широкого спектра скальных пород Урала получены значения данных показателей в интервалах: $\lambda_0 = 0,29 - 0,61$; $m = 0,7 - 1,3$; $k = 2,0 - 3,7$. Контрольные эксперименты подтвердили адекватность полученного уравнения (расхождение не более 10 %).

Для прогноза деформационных характеристик трещиноватого массива использованы как собственные лабораторные исследования автора, так и результаты компрессионных испытаний массива, выполненных сотрудниками ОАО «Уралгипротранс». Анализ результатов позволил установить зависимость модуля деформации от трещиноватости массива (рис. 1).

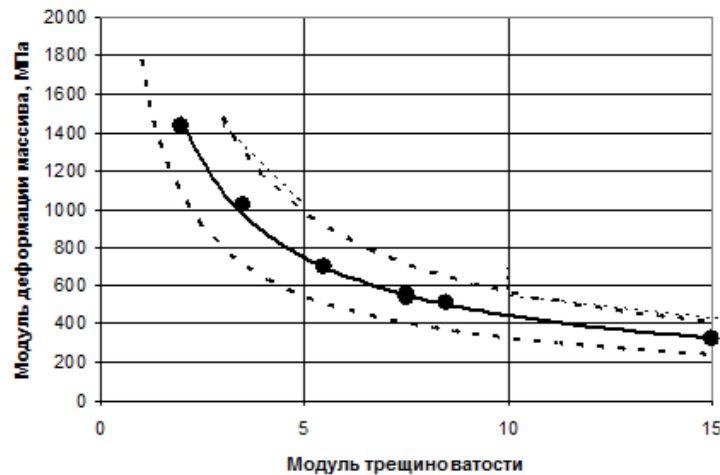


Рис. 1. – Модуль деформации массива с различной трещиноватостью

Уравнение зависимости:

$$E_{\text{деф}} = 2,5 \cdot 10^3 J_T^{-3/4}. \quad (3)$$

Следует отметить, что каждая точка на графике отражает усредненный результат нескольких компрессионных испытаний. Всего таких опытов произведено 69. Пунктирные линии на графике обозначают разброс данных (доверительный интервал) всех испытаний.

Для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) массива в окрестности выработки использован метод конечных элементов (МКЭ), реализованный в программном комплексе «Plaxis», разработанном в Дельфтском техническом университете (Нидерланды). Его использование требует задать параметры трещинной структуры рассматриваемого массива. Выполненный анализ позволил выделить три характерных типа трещиноватых массивов: массивы с протяженными параллельными трещинами, массивы с блочным строением и с хаотично ориентированными трещинами [6].

К. В. Руппенойтом [7] породный массив рассматривается как среда, в которой горные породы и трещины воспринимаются как отдельные слои с различными свойствами. На основании этой модели им предложена и обоснована методика оценки модулей упругости трещиноватого массива. В частности, модуль упругости:

$$E_s = \frac{E}{1 + \sum_{i=1}^n \eta_i (1 - \sin^4 \theta_i)}. \quad (4)$$

Здесь θ_i – угол падения i -й системы трещин с геометрической характеристикой:

$$\eta_i = \frac{\delta_i}{l_i \xi_i}, \quad (5)$$

где δ_i – средняя ширина раскрытия трещин i -й системы;

l_i – среднее расстояние между трещинами;

ξ_i – относительная площадь скальных контактов берегов трещин.

Расстояние между трещинами отдельности l_i определится натурными замерами и их статистической обработкой. Ширина зияния δ_i и относительная площадь контактов ξ_i показатели взаимосвязанные и их определение не столь очевидно. Поэтому данный вопрос нуждается в дополнительных исследованиях.

Породный массив слагает множество трещин различной геометрии. По результатам натурных измерений определяются их некоторые усредненные характеристики. Однако любая трещина есть лишь одна из множества случайных реализаций природных факторов. Поэтому трещины следует рассматривать в вероятностном аспекте, и эффективным инструментом их исследования является метод статистического моделирования (метод Монте-Карло). Для этого составлена и реализована модель генерирования берегов трещины, основанная на фрактальном броуновском движении, где приращения трещины Δt определяются ее фрактальной размерностью $d_f = 2 - H$: $M [|x(t_2) - x(t_1)|] = \sqrt{2/\pi} \sigma(t_2 - t_1)^H$.

В экспериментах и на модели установлено, что по мере сближения берегов трещины или их сдвига площади контактов увеличиваются. Это приводит к выполаживанию их траектории и закономерному снижению фрактальной размерности линии берегов трещины. Расчетное уравнение:

$$\xi = 1,2 \cdot 10^{-3} \exp(-0,13 [|d_{f1} - d_{f2}|/d_{f0} 100 \%]), \quad (6)$$

где d_{f1} , d_{f2} и d_{f0} – фрактальные размерности двух берегов трещины и их средней линии.

Коэффициент достоверности аппроксимации $R^2 = 0,88$ свидетельствует о статистической значимости взаимосвязи. Сопоставление расчетных данных с непосредственными измерениями для природных трещин на образцах и породных массивах, выполненных на кафедре шахтного строительства УГГУ (О. Г. Латышев) показывает их удовлетворительную сходимость (в пределах естественной вариации геометрических характеристик трещин).

Важнейшим фактором, определяющим напряженно-деформированное состояние (НДС) породного массива, является дилатансия, т. е. раздвижка берегов трещины при их сдвиге за счет подъема по неровностям извилистости. Для ее оценки проведена серия экспериментов по сдвигу горных пород по трещине с фиксированием продольной и поперечной деформации образцов. Установлено, что в зависимости от усилий прижатия (нормальных напряжений) взаимосвязь поперечного расширения и деформации сдвига описывается нелинейной зависимостью. Тангенс угла наклона касательной в финальной части графика является параметром дилатансии $\eta_{кр}$.

Анализ экспериментальных данных свидетельствует о большой вариации параметра дилатансии $\eta_{кр}$ для одинаковых условий испытаний одной и той же горной породы. Это обусловлено принципиальной невозможностью многократных испытаний одной и той же трещины. В этом случае эффективным инструментом исследования закономерностей дилатансии служит статистическое моделирование [8]. Базой модели являются результаты экспериментальных исследований и описанные выше компьютер-

ные программы генерирования и фрактального анализа поверхности трещин. Общее уравнение модели дилатансии:

$$V = u_r \operatorname{tg} \alpha_B + K - \Delta V. \quad (7)$$

определяет подъем берегов трещины по линии ее извилистости $u_r \operatorname{tg} \alpha_B$ при деформации сдвига u_r и характеристике извилистости α_B ; дилатансии за счет разрушения зубцов шероховатости $K = k_1 u_r^n$; смятие поверхности трещины $\Delta V = \Delta \sigma / K_n$ при данной величине нормальных напряжений σ и жесткости трещины K_n . В этой связи на первом этапе моделирования выполняется фрактальный анализ траектории трещины с выделением и оценкой параметров извилистости α_B и шероховатости K_n . Затем определяется вероятностная модель зуба шероховатости и производится построение графика дилатансии при заданной пригрузке трещины σ [9].

По результатам реализации модели для различных горных пород, условий нагружения и геометрии трещин установлены следующие закономерности. Параметр дилатансии определяется соотношением показателей извилистости и шероховатости в виде:

$$\eta_{кр} = k_\sigma (1 - \alpha_B / K_n), \quad (8)$$

где k_σ – эмпирический коэффициент, зависящий от прочности материала берегов трещины.

В свою очередь коэффициент шероховатости трещины непосредственно определяется ее фрактальной размерностью d_f :

$$K_n = 0,5 d_f^{5,2}. \quad (9)$$

Полученные результаты позволили реализовать модели МКЭ всех трех типов массива для условий Юбилейного месторождения, с определением напряжений на контуре выработки и конвергенции (деформации) их контура. В качестве примера на рис. 2 приведена распечатка экранной формы модели блочного массива. Средствами пакета «Plaxis 3D Tunnel» объемной картине сопоставлены конкретные значения напряжений. Данные транслированы в систему электронных таблиц «Microsoft Excel» и произведено построение соответствующих диаграмм распределения напряжений в окрестности выработки по различным направлениям.

Для прогноза устойчивости по схеме заданной деформации в моделях МКЭ предусмотрена оценка конвергенции сечения выработок. В этом случае необходим учет фактора времени. С этой целью исследованы реологические характеристики горных пород [10]. Установлено, что наиболее адекватно ползучесть пород описывается уравнением наследственной ползучести Л. Больцмана в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left[\sigma(t) + \int_0^t L(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau \right], \quad (10)$$

где $\varepsilon(t)$ и $\sigma(t)$ – деформация и напряжение, соответствующие рассматриваемому времени t , отсчитываемому от момента начального нагружения тела τ .

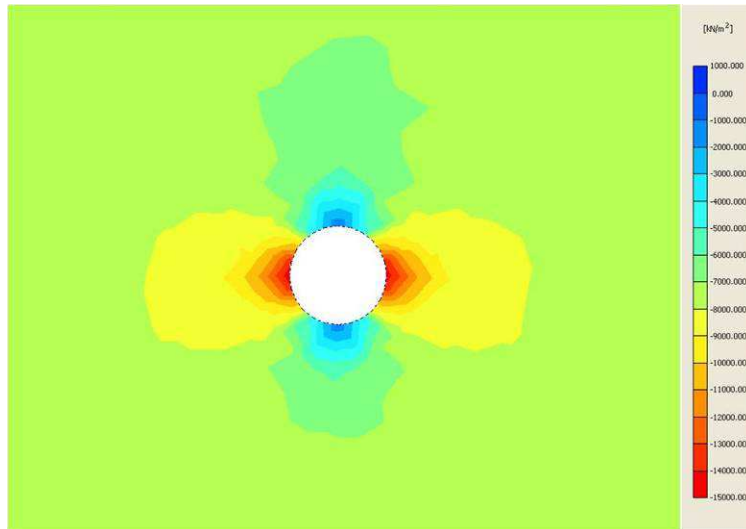


Рис. 2. – Компьютерная распечатка модели НДС массива

В данном уравнении функция $L(t, \tau)$, которую можно назвать ядром ползучести, отражает (наследует) влияние единичного напряжения $\sigma(\tau)$, действующего в единичный промежуток времени τ , на деформацию в момент t .

Исследованиями Ж. С. Ержанова [11] установлено, что разница в величинах параметра ядра ползучести по лабораторным и натурным исследованиям не превышает естественного разброса данных. Доказано, что упругие характеристики горных пород изменяются во времени t за счет ползучести по следующему закону:

$$E(t) = E_0 \cdot \exp[-\omega \delta \Gamma(1 - \alpha) t^{1-\alpha}], \quad (11)$$

где α, δ – параметры ядра ползучести;

$\Gamma()$ – гамма-функция;

t – время стояния выработки;

E_0 – модуль упругости породного массива.

Для рассматриваемых в моделях МКЭ базальтов параметры ядра ползучести исходных пород $\alpha = 0,69$; $\delta = 0,008$. При увлажнении пород характер их ползучести изменяется и финальной стадии характеризуется параметрами $\alpha = 0,81$; $\delta = 0,057$. Таким образом, введение в исходную модель уравнения (11) позволяет прогнозировать деформацию сечения выработок в заданный интервал времени (например, до момента возведения крепи).

Моделирование НДС в окрестности подземной выработки опирается на представлении ее контура геометрически правильными «гладкими» функциями. В реальных условиях сечение выработок представляет собой изломанные поверхности, которые нельзя описать дифференцируемыми функциями. Причем технологические неровности контура выработок, обусловленные реальным производством БВР, оказывают на порядок большее влияние на величину коэффициента концентрации напряжений K_σ , чем разница в проектной форме сечения выработок. С учетом этого величину K_σ предлагается определять соотношением [12]:

$$K = \frac{\sigma_\theta}{\gamma H} = 2 \left[1 + q(P) 2\pi m \sqrt{D} \right], \quad (12)$$

где m – среднее число пересечений линии реального контура выработки с ее проектным профилем на участках r , равных по длине эквивалентному радиусу выработки R_B

D – дисперсия величин отклонения контура выработки от проектного сечения C_0 , выраженная в долях R_B^2 .

Величина множителя $q(P)$ зависит от принимаемого уровня надежности расчетов P : при $P = 85\%$ - $q(0,85) = 1,44$; при $P = 95\%$ - $q(0,95) = 1,96$; при $P = 99\%$ - $q(0,99) = 2,66$.

Таким образом, в соответствии с формулой (12) величина коэффициента концентрации напряжений определяется двумя характеристиками – дисперсией отклонений D и общим числом пересечения профилем выработки ее проектного (конформного) контура $N = 2\pi m$. Однако если величина дисперсии является объективной оценкой степени изломанности линии контура выработки, то число пересечений m величина достаточно случайная. Действительно, вполне представима ситуация, когда при значительной неровности контура выработки и, следовательно, большом коэффициенте концентрации напряжений, число пересечений может быть единственным. Представляется более адекватным рассматривать линию контура выработки как фрактальный объект. В этой связи в качестве меры неровностей контура нами предложен фрактальный коэффициент формы выработки [13]:

$$k_f = \frac{4\pi S}{P_f^2}. \quad (13)$$

Действительно, учитывая равную вероятность отклонения реального сечения выработок от ее конформного отображения, площадь S остается неизменной, а ее периметр будет тем больше, чем выше степень неровностей контура. Истинный периметр сечения выработки (как бесконечно изломанной кривой) определится ее фрактальной размерностью d_f в виде: $P_f = P_0 (P_0/\delta)^{d_f-1}$, где δ – принятая точность (шаг) измерения – определяется характером решаемой задачи; в данных условиях принято $\delta = 1/100 P_0$; P_0 – проектный периметр выработки как геометрически правильной фигуры.

Из формулы (13) следует, что чем более изрезан контур выработки, тем больше ее периметр P_f и тем меньше фрактальный коэффициент формы. Для нахождения связи коэффициента концентрации напряжений на контуре выработки с ее фрактальным коэффициентом формы произведены замеры сечений реальных выработок Североуральских бокситовых рудников. Корреляционный анализ взаимосвязи $K_\sigma = f(k_f)$ показал ее высокую статистическую надежность ($R^2 = 0,96$). Эта зависимость (рис. 3) описывается уравнением:

$$K_\sigma = 2,24 k_f^{-0,1}. \quad (14)$$

Применительно к описанным выше моделям МКЭ концентрация напряжений на контуре выработки определяется расчетом. Однако в модели принято круглое сечение выработки эквивалентным радиусом. Анализ влияния только неровностей контура реальной выработки в проходке на коэффициент концентрации напряжений позволил получить для описываемого случая следующее уравнение:

$$K = K_0 - 0,13 \ln(k_f). \quad (15)$$

где K_0 – коэффициент концентрации напряжений, определяемый в модели МКЭ для гладкого контура выработки.

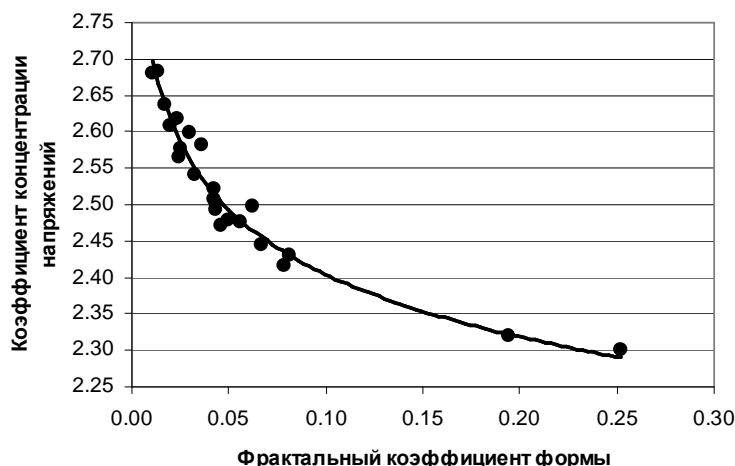


Рис. 3. – Взаимосвязь коэффициента концентрации напряжений с фрактальным коэффициентом формы горной выработки

Таким образом, комплекс проведенных исследований позволяет осуществлять прогноз устойчивости подземных выработок в трещиноватом массиве с возможностью определения нагрузки на крепь по схеме заданных напряжений и схеме заданных деформаций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Садовский М. А. Избранные труды: Геофизики и физика взрыва. –М.: Наука, 2004. 440 с.
2. Латышев О. Г., Франц В. В., Прищепа Д. В. Исследование природных трещин как фрактальных объектов // Изв. вузов. Горный журнал. - 2016. –№3. – С. 44-50.
3. Мандельброт Б. Фрактальная геометрия природы. Пер. с нем. –М.: Изд-во: ИКИ, 2002. –656 с.
4. Латышев О. Г., Прищепа Д. В., Франц В. В. Статистическое моделирование природных трещин // Изв. вузов. Горный журнал. - 2016. –№5. – С. 38-45.
5. Латышев О. Г., Франц В. В., Прищепа Д. В., Соколов В. В. Паспорт прочности трещиноватого породного массива // Труды V Международной конференции: «Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений», 7-8 октября 2016 г. – Екатеринбург: УГГУ, 2016. –С. 118-122.
6. Прищепа Д. В. Моделирование НДС трещиноватых массивов методом конечных элементов // Сб. докладов Международной научно-практической конференции «Уральская горная школа регионам». – Екатеринбург: УГГУ, 2016. – С. 337-338.
7. Руппенейт К. В. Деформируемость массивов трещиноватых горных пород. –М.: Недра, 1975. –223с.
8. Латышев О.Г., Прищепа Д.В. Исследование дилатансии при сдвиге горных пород по трещине // Изв. вузов. Горный журнал. - 2016. –№4. – С. 55-59.
9. Латышев О.Г., Франц В.В., Прищепа Д.В. Фрактальная размерность трещины как мера ее шероховатости // Изв. вузов. Горный журнал. - 2015. –№8. – С. 55-60.
10. Прищепа Д. В. Исследование реологических характеристик горных пород // Труды V Международной конференции: «Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений», 7-8 октября 2016 г. –Екатеринбург: УГГУ, 2016. –С. 180-185.
11. Ержанов Ж. С. Теория ползучести горных пород и ее приложения. –Алма-Ата: Наука, 1964. –176с.
12. Баклашов И. В., Картозия Б. А. Механика горных пород. –М.: Недра, 1975. –271с.
13. Латышев О.Г., Прищепа Д.В., Князев Д.Ю. Влияние фрактальных характеристик сечения горной выработки на коэффициент концентрации напряжений на ее контуре / Тезисы

УДК 624.131

К ВОПРОСУ О ГОРНОМ ДАВЛЕНИИ И СВОДООБРАЗОВАНИИ

КОРОЛЕВ К. В.¹, СТАХНЁВ Я. О.¹, ЖУКОВА Е. Н.²

¹Сибирский государственный университет путей сообщения, г. Новосибирск

²ООО «Новосибирский инженерный центр», г. Новосибирск

Аннотация. Рассмотрена задача устойчивости свода обрушения на основе поиска максимума функции, представляющей собой разность веса свода обрушения и удерживающих сил. Показано, что для любой прочности грунта существуют три принципиально различных расчетных случая формирования свода обрушения – самонесущий свод, свод, который необходимо удерживать крепью, и образование столба обрушения вместо свода.

Ключевые слова: горное давление, пролёт свода обрушения, высота свода обрушения.

TO THE QUESTION ABOUT THE ROCK PRESSURE AND THE ARCH COLLAPSE

KOROLEV KONSTANTIN VALER'EVICH¹, STAHNYOV YAROSLAV OLEGOVICH¹,
ZHUKOVA EKATERINA NIKOLAEVNA¹

¹ Siberian transport university

² Novosibirsk Engineering Center LLC

Abstract. The problem of stability of the collapse vault is considered on the basis of the search for the maximum of the function, which is the difference between the weight of the collapse vault and the holding forces. It is shown that for any strength of the soil, there are three fundamentally different calculated cases of the formation of the collapse of the vault-self-supporting vault, the vault, which must be held by the fastener, and the formation of the collapse column instead of the vault.

Key words: rock pressure, collapse span, collapse height.

Задача определения горного давления – центральная теоретическая задача в тоннелестроении. Особенно интенсивно эта задача исследовалась в течение последних 150 лет, и к настоящему моменту разработано большое количество методик расчета давления грунта на конструкции подземных сооружений, определения очертаний сводов обрушения, а также в целом – построения полей напряжений и деформаций в грунтовом массиве вокруг горных выработок, в том числе в предельной стадии их работы [2, 3].

На практике горное давление рассчитывается в рамках теории сводообразования проф. М.М. Протоद्याконова. В методике СП 122.13330.2012 [4] оно, по сути, определяется значением коэффициента крепости. Условность такого подхода всем хорошо понятна: коэффициент крепости f на практике принимается по описанию грунтов, а формулы, связывающие f и, например, прочность на одноосное сжатие, также носят очень приблизительный характер.

Одновременно нельзя не заметить, что поскольку очертание реального свода обрушения, особенно в скальных грунтах, трудно поддается детерминистическому описанию (вывалы, влияние трещиноватости и т.п.), то вообще возникает вопрос о том, что такое точность в этом классе задач? В каком-то смысле можно даже сказать, что для практических целей точности существующей методики СП, в принципе, достаточно.

Вместе с тем, целесообразность совершенствования и развития этого подхода, на наш взгляд, все-таки существует, хотя бы для того, чтобы договориться о каких-то базовых, пусть упрощенных, теоретических представлениях о принципиальном характере взаимодействия свода обрушения и неподвижной части массива.

Итак, в настоящей статье приводится еще один вариант решения задачи о горном давлении, который, с одной стороны, является весьма простой вариацией на тему уже известных методов, но который позволяет обосновать и уточнить некоторые положения теории сводообразования, важные, в том числе и для практики.

На рис. 1, *a* показана расчетная схема свода обрушения. Здесь G – вес свода обрушения; $R = R' + R''$ – общая сила (точнее, ее вертикальная проекция) сопротивления вывалу свода, возникающая по границе «свод-несмещающиеся породы»; $P = 2F$ – дополнительная сила, необходимая для удержания свода, или, что то же самое, сила горного давления свода на крепь выработки; h и L – высота и пролет свода обрушения.

Статическая сторона задачи. Для простоты примем, что вид функции, описывающей очертание свода, известен заранее. Поставим задачу для заданного пролета L свода обрушения определить такую его высоту h , при которой сила горного давления

$$2F(h) = G(h) - R(h). \quad (1)$$

будет максимальной.

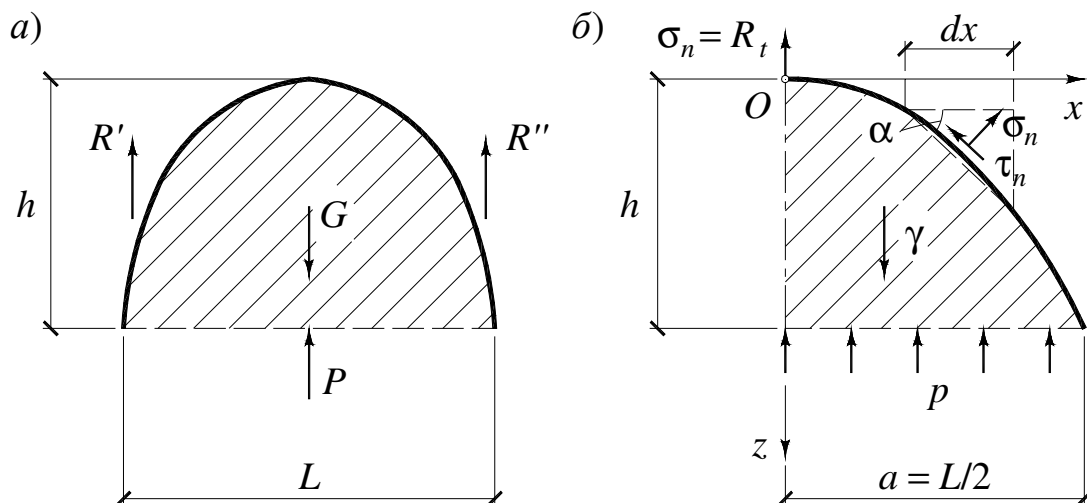


Рис. 1. Расчетная схема свода обрушения:

a – общая схема, *б* – схема к определению сил сопротивления

Таким образом, рассматривается следующая упрощенная модель поведения грунта. С одной стороны, при малых значениях h вес G свода обрушения незначителен, и для его восприятия достаточно даже небольших по величине сил сопротивления R (в частности, сопротивление на отрыв). С другой стороны, при больших значениях h площадь контакта «свод обрушения – несмещающиеся породы» и, следовательно, силы R сопротивления (сопротивление трению) настолько увеличиваются, что способны удерживать даже тяжелый свод. Наконец, при некоторых промежуточных значениях h может оказаться, что сил сопротивления станет уже недостаточно для восприятия веса свода обрушения, и потребуются дополнительная сила P для удержания свода.

Соответственно, можно ожидать, что существует некоторое значение высоты h , при котором функция (1) будет иметь максимум.

Физическая сторона задачи. Схему силового взаимодействия свода обрушения с неподвижным массивом примем в следующем виде (рис. 1, *б*). У вершины свода

грунт будет работать только на отрыв, и его сопротивление станет определяться сопротивлением на отрыв. На остальной границе «свод обрушения – неподвижный массив», предположим, возникают касательные τ_n и нормальные напряжения σ_n , которые свяжем уравнением огибающей предельных кругов Мора. Это означает, что граница «свод обрушения – неподвижный массив» является поверхностью скольжения.

Построение такой огибающей регламентируется ГОСТ 21153.8-88 [1] по данным определения пределов прочности при объемном сжатии, одноосном сжатии R_c и одноосном растяжении R_t (рис. 2). Такая же кривая, в принципе, может быть построена и для дисперсных грунтов.

Итак, нормальные и касательные напряжения по границе свода обрушения будут связаны уравнением огибающей кругов Мора, которое здесь примем в виде:

$$\sigma_n = R_t \left(1 - \frac{\tau_n^2}{C_0^2} \right). \quad (2)$$

Положительные направления напряжений τ_n и σ_n установлены выше (см. рис. 1, б), а на паспорте устойчивости подразумеваются их абсолютные значения (см. рис. 2).

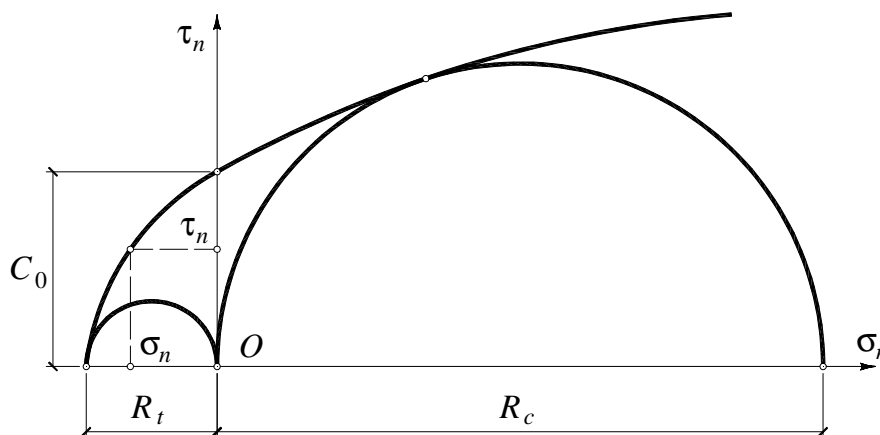


Рис. 2. Паспорт прочности грунта (круг Мора для объемного сжатия не показан)

С учетом сказанного выше вес свода обрушения и силы сопротивления равны для половины расчетной схемы:

$$\frac{1}{2} G(h) = \gamma ah - \gamma \int_0^a z(x, h) dx, \quad \frac{1}{2} R(h) = \int_0^a (\tau_n \sin \alpha + \sigma_n \cos \alpha) \frac{dx}{\cos \alpha}, \quad (3)$$

где $z(x, h)$ – уравнение свода обрушения, причем $z'_x(x) \equiv \partial z / \partial x = \operatorname{tg} \alpha$.

Граничные условия. В качестве граничных условий примем, что если $\alpha = 0$ (при вершине свода), то $\tau_n = 0$ и $\sigma_n = R_t$, то есть грунт работает только на отрыв. Если $\alpha = \pi/2$ (стенки свода вертикальны), то $\tau_n = C_0$ и $\sigma_n = 0$ (C_0 – ордината огибающей при $\sigma_n = 0$, см. рис. 2), то есть происходит скалывание при нулевом боковом давлении. Тогда при $0 < \alpha < \pi/2$ можно записать:

$$\tau_n = C_0 \sin \alpha, \quad (4)$$

или же,

$$\sigma_n = C_0 \cos \alpha, \quad (5)$$

Отметим, что граничные условия (4) и (5) являются взаимно независимыми и будут давать разные результаты решения задачи.

Описанный способ задания граничных условий, безусловно, является упрощенным, поскольку, в частности, на вертикальных участках границы свода обрушения могут действовать сжимающие нормальные напряжения. Сделанное упрощение может быть отчасти оправдано тем, что в скальных грунтах имеет место скалывание, а, во-вторых, свод в большинстве случаев не имеет вертикальных границ у своего основания. Кроме того, свод, отделяясь от остального массива, в большей степени работает на отрыв.

Если же принять, что на вертикальных стенках свода действуют сжимающие напряжения, то условие (4) примет вид:

$$\tau_n = \tau_n(\sigma_x) \cdot \sin \alpha, \quad (6)$$

где σ_x – боковое давление, исследование которого представляет собой отдельную проблему, но которое в первом приближении может быть принято равным $H\gamma\xi$ (H – глубина заложения тоннеля, γ – удельный вес грунта, ξ – коэффициент бокового давления), $\tau_n(\sigma_x)$ – значение функции, описывающей огибающую кругов Мора, для аргумента σ_x .

Постановка задачи. Подставив выражения (2)...(4) в уравнение (1), и имея в виду, что $z'_x(x, h) = \operatorname{tg} \alpha$, получим:

$$F(h) = \gamma ah - \gamma \int_0^a z(x, h) + \frac{C_0 \cdot z'_x(x, h)^2}{\sqrt{1 + z'_x(x, h)^2}} + \frac{R_t}{1 + z'_x(x, h)^2} dx. \quad (7)$$

В общем случае, если вид функции $z(x, h)$ заранее неизвестен, поиск максимума этого выражения является задачей вариационного исчисления.

Ниже рассмотрим наиболее простой путь решения этой задачи, когда вид функции определен заранее. В соответствии с этим уравнение контура свода обрушения зададим в виде:

$$z = h \cdot (x/a)^n, \quad (8)$$

где $a = L/2$, $n > 1$.

Далее рассмотрим несколько примеров расчета.

Пример расчета №1. Исходные данные: пролет свода обрушения $L = 4$ м, удельный вес грунта $\gamma = 17,5$ кН/м³, прочность грунта на одноосное сжатие $R_c = 100$ кПа, сдвиговая прочность без сжимающей нагрузки $C_0 = 0,4 \cdot R_c$, прочность на одноосное растяжение $R_t = 0,2 \cdot R_c$. Рассмотрим, как влияет степень n в формуле (8) на экстремальные значения силы F_{\max} горного давления и соответствующей высоты h_u свода обрушения.

На рис. 3 показаны график зависимости $F(h)$ и вид контура свода обрушения $z(x, h_u)$ при $n = 2$ (размерности – кН, м). В качестве основного результата получены следующие величины: $h_u = 0,97$ м, $F_{\max} = -29,4$ кН.

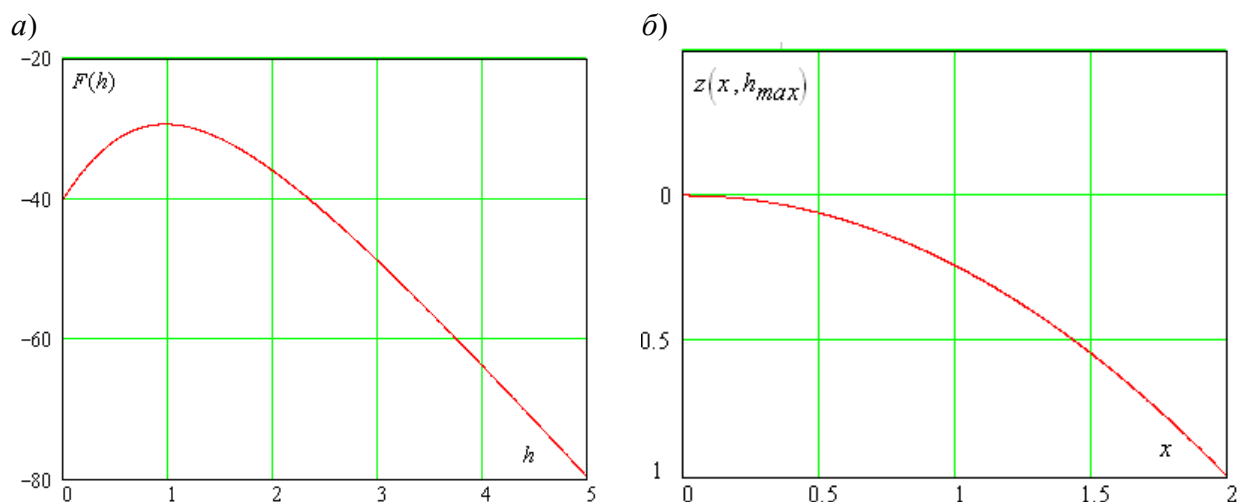


Рис. 3. Пример расчета №1:

a – зависимость $F(h)$, *б* – правая половина контура свода обрушения ($h_{\max} = h_u$)

Этот результат примерно соответствует коэффициенту крепости $f = 2$ по проф. М.М. Протодьяконову. Действительно, грунт с $f = 2$, как следует из практического опыта, вполне может давать прочность на одноосное сжатие 100 кПа.

Далее, поскольку $F_{\max} < 0$, то крепления выработки пролетом 4 м, как вытекает из представленного графика, не требуется. Однако следует помнить, что величины C_0 и R_t в этом примере принимались достаточно произвольно, поэтому этот конкретный результат носит скорее иллюстративный, чем непосредственно практический характер.

В табл. 1 показано влияние параметра n на величины h_u и F_{\max} при тех же исходных данных. Отсюда видно, что наибольших значений сила горного давления достигает при $n = 2 \dots 2,5$.

Таблица 1. Значения h_u и F_{\max} при различных значениях n

n	1	1,5	1,75	2	2,1	2,25	2,3	2,5	3	5
h_u , м	0,894	0,988	0,985	0,971	0,964	0,952	0,948	0,931	0,888	0,739
F_{\max} , кН	-32,3	-30,0	-29,6	-29,4	-29,4	-29,4	-29,4	-29,4	-29,7	-31,3

Пример расчета №2. В данном примере решение выполнялось в относительных переменных: a – единица длины, γ – единица объемной силы. Соответственно, относительные и фактические значения длин, напряжений и сил связаны зависимостями:

$$\bar{h} = \frac{h}{a}, \quad \bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\gamma a}, \quad \bar{F} = \frac{F}{\gamma a^3}. \quad (9)$$

Поскольку далее приводятся только относительные значения всех величин в соответствии с (9), то надчерк в их обозначениях будем опускать.

Проанализируем, как влияет величина прочности R_c на процесс сводообразования и величину силы горного давления. Соотношения между различной прочностью грунта оставим прежними ($C_0 = 0,4 \cdot R_c$ и $R_t = 0,2 \cdot R_c$), а величину R_c будем менять. Установлено, что возможны четыре принципиально различных типа графиков $F(h)$.

Тип I. При малых значениях прочности (в данном примере $R_c \leq 1,663$) решения получить не удастся (рис. 4, *a*), т.е. функция $F(h)$ не имеет максимума, или $F_{\max} \rightarrow \infty$.

Физически это означает смену самой схемы обрушения – вместо свода обрушения образуется столб обрушения, независимо от глубины заложения выработки. Горное давление в этом случае будет определяться весом столба, т.е. с учетом давления всей толщи грунтов над выработкой.

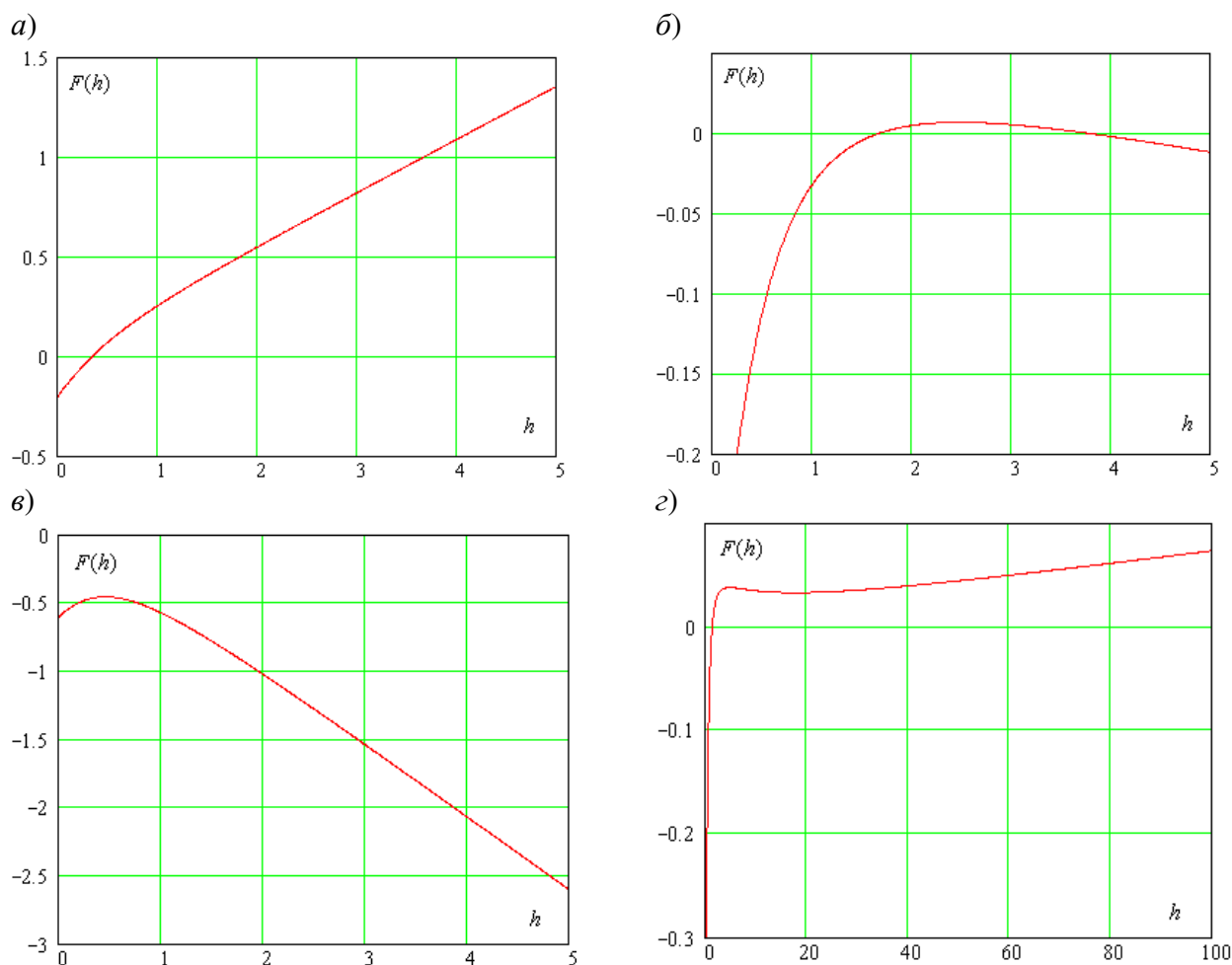


Рис. 4. Типы графиков $F(h)$ в относительных переменных:

a – при $R_c = 1$, $F_{\max} \rightarrow \infty$, (тип I); b – при $R_c = 1,69$, $F_{\max} > 0$ (тип II);
 v – при $R_c = 3$, $F_{\max} < 0$ (тип III); z – при $R_c = 1,665$, $F_{\max, 1} > 0$, $F_{\max, 2} \rightarrow \infty$ (тип IV)

Тип II. По мере увеличения прочности грунта наступает ситуация, когда функция $F(h)$ имеет максимум $F_{\max} > 0$ (рис. 4, b), что означает формирование свода обрушения и соответствующей величины горного давления, на которое следует рассчитывать крепление выработки.

Тип III. Функция $F(h)$ имеет максимум $F_{\max} < 0$ (рис. 4, v). Это означает, что прочности массива достаточно, чтобы предотвратить обрушение грунта при данном пролете L даже без крепления выработки.

Тип IV. В процессе расчетов был зафиксирован еще один тип графика $F(h)$, который занимает промежуточное положение между типом I и типом II (рис. 4, z). Он имеет локальный максимум $F_{\max} > 0$, однако при дальнейшем увеличении h функция $F(h)$ после некоторого уменьшения начинает возрастать и стремится к бесконечности. По сути, это также означает смену схемы обрушения со свода на столб, и, соответственно, горное давление будет определяться весом столба обрушения.

Численные результаты расчета представлены в табл. 2.

Таблица 2. Значения h_u и F_{\max} при различных величинах R_c

R_c	1,664	1,67	1,68	1,69	1,7	2	3	5	10
h_u	5,292	3,618	2,854	2,479	2,237	0,928	0,455	0,254	0,125
F_{\max}	0,040	0,030	0,017	0,007	-0,003	-0,160	-0,457	-0,916	-1,958

Пример расчета №3. Исследуем влияние величины пролета L свода обрушения на горное давление и характер сводообразования. В данном примере будем использовать следующие относительные переменные: R_c – единица напряжения, γ – единица объемной силы.

Тогда относительные и фактические значения длин, напряжений и сил будут связаны зависимостями:

$$\bar{h} = h \cdot \frac{\gamma}{R_c}, \quad \bar{\sigma} = \frac{\sigma}{R_c}, \quad \bar{F} = F \frac{\gamma^2}{R_c^3}. \quad (10)$$

Ниже приводятся только относительные значения всех величин в соответствии с (10), поэтому надчерк в их обозначениях будем опускать.

Значения прочности грунта в этом примере принимаем равными $C_0 = 0,4$ и $R_t = 0,01$.

В результате установлено, что здесь также существуют четыре типа графика зависимости $F(h)$, по смыслу полностью аналогичные рассмотренным в предыдущем примере (см. рис. 4). В табл. 3 приведены основные результаты расчета по аналогии с предыдущими примерами. При пролете $L > 1,2$ максимальное значение $F_{\max} \rightarrow \infty$, что означает переход от свода обрушения к столбу обрушения.

Таблица 3. Значения h_u и F_{\max} при различных значениях $L = 2a$

L	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2
a	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
h_u	0,0267	0,0427	0,0635	0,0901	0,1241	0,1683	0,2286	0,3189	0,499
F_{\max}	-0,0003	0,00095	0,00305	0,00629	0,01096	0,01744	0,02627	0,03831	0,0555

С практической точки зрения это означает, что для каждого грунта в зависимости от пролета свода обрушения (фактически – в зависимости от пролета выработки) существуют три возможных ситуации:

- грунт будет «держаться сам», т.е. обрушения не произойдет, и нет необходимости в креплении;
- образуется свод обрушения, и выработка требует крепления, рассчитанное на удержание его веса;
- схема обрушения трансформируется от свода обрушения к столбу, а горное давление будет определяться бытовым давлением на глубине заложения выработки.

В завершение отметим некоторые вопросы, требующие дальнейшего изучения.

Во-первых, принятие в расчет граничных условий (5) вместо (4) качественно не меняет результаты, но меняет их количественно, поэтому для практических целей следует принимать наиболее невыгодное из двух условий.

Во-вторых, граничное условие (6), по-видимому, более точно описывает работу горного массива и требует дополнительных исследований.

В-третьих, если принять $\gamma = 20$ кН/м³ и $R_c = 1\,000$ кПа, то согласно данным табл. 3 переход от свода обрушения к столбу происходит при $L = 60$ м, что с практической точки зрения представляется вполне вероятным, а переход от самонесущего свода к

своду, требующему крепления выработки, происходит при $L = 20$ м, и такое L выглядит несколько завышенным. Соответственно, на этом этапе даже при $F_{\max} < 0$ рекомендуется рассчитывать крепление выработки на давление, равное весу свода обрушения высотой h_u .

Выводы.

1. Предложена схема взаимодействия свода обрушения с неподвижным горным массивом, которую в общем случае следует рассматривать на основе вариационных принципов, в том числе и граничные условия.

2. Контактные напряжения на границе «свод обрушения – неподвижный массив» предлагается принимать по огибающей предельных кругов Мора, полученных при испытаниях грунта на прочность. Тем самым горное давление и характер образования области обрушения (свод или столб) будет определяться на основе паспорта устойчивости грунта [1].

3. Предлагается ввести понятия двух критических значений пролета свода обрушения L_1 и L_2 , имеющих следующий смысл:

– при $L < L_1$ обрушение маловероятно, но крепление выработки, тем не менее, должно быть рассчитано на вес свода обрушения.

– при $L_1 \leq L \leq L_2$ гарантированно образуется свод обрушения, горное давление определяется весом свода.

– при $L > L_2$ вместо свода образуется столб обрушения, горное давление определяется весом столба.

4. Предлагается скорректировать пп. 5.5.2.3...5.5.2.4 [4] относительно условий, которые определяют схему обрушения грунта над выработкой.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 21153.8 – 88. Породы горные. Метод определения предела прочности при объемном сжатии. – М.: Издательство стандартов, 1988. – 17 с.

2. Модуль 4. Взаимодействие крепи с массивом горных пород: Конспект лекций и методические указания к изучению курса «Механика подземных сооружений» (для студентов горных специальностей и аспирантов) / Сост. Г.Г. Литвинский. – Алчевск: ДонГТУ, 2013. – 48 с.

3. Панфилова Д.В., Ремезов А.В. Анализ методик расчета горного давления, возникающего при ведении очистных работ // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2005. – № 4-1 (48). – С. 48-52.

4. СП 122.13330.2012. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97. – М., 2012.

УДК 551.345.1

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ С УЧЕТОМ НАЛИЧИЯ В МАССИВЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИЛИ МЕРЗЛОГО СЛОЯ ГРУНТА

КАРЯН Г. Г.¹, КОРОЛЕВ К. В.¹, ПОЛЯНКИН Г. Н.¹, ЯКОВЛЕВ К. Н.¹

¹Сибирский государственный университет путей сообщения, г. Новосибирск

Аннотация. В статье приводится строгое статическое решение теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ) задачи о несущей способности основания фундамента с учетом наличия в основании подземных сооружений или мерзлых грунтов. Приводится описание решения методом характеристик и даются основные графики зависимостей несущей способности

от геометрических параметров элементов системы «мёрзлый грунт - подземное сооружение» и механических характеристик грунта.

Ключевые слова: фундамент, подземное сооружение, грунтовое основание, несущая способность, теории предельного равновесия грунтов, мерзлый слой грунта, криолитозона, предельная нагрузка.

IMPROVEMENT OF METHODS FOR CALCULATING BEARING CAPACITY OF SOIL BASES, TAKING INTO ACCOUNT THE PRESENCE OF UNDERGROUND STRUCTURES OR A FROZEN SOIL LAYER IN AN ARRAY

KARYAN GEVORG GARNIKOVICH¹, KOROLEV KONSTANTIN VALER'EVICH¹,
POLYANKIN GENNADIJ NIKOLAEVICH¹, YAKOVLEV KIRILL NIKOLAEVICH¹
¹ Siberian transport university

Abstract. The article provides a static solution to the problem of the bearing capacity of the foundation base, taking into account the presence of underground structures or frozen soils in the foundation. The description of the solution by the method of characteristics is given and the main graphs of the dependencies of the bearing capacity on the geometric parameters of the elements of the “frozen soil - underground structure” system and the mechanical characteristics of the soil are given.

Key words: Foundation, underground structure, soil foundation, bearing capacity, frozen soil layer, permafrost, limit load, theory of limit equilibrium of soils.

Активное освоение подземного пространства при строительстве зданий и сооружений различного назначения в том числе в северных регионах России приводит к необходимости разработки новых научно-технических решений, обеспечивающих, прежде всего, безопасность и экономическую эффективность объектов строительства, что закреплено на законодательном уровне [1, 2].

В настоящее время в практике строительства широко распространена следующая ситуация: основание сооружений (существующих или перспективных) «включают в себя» подземные строительные объекты мелкого заложения (существующие или перспективные). Ярким примером могут служить, например, станции метрополитена, которые проектируются на минимально допустимой глубине по градостроительным, инженерно-геологическим и гидрогеологическим условиям [1-5]. Также можно отметить, что развитие подземного строительства в районах распространения вечномёрзлых грунтов (криолитозоне) сдерживается в значительной мере сложностью и высокой стоимостью обеспечения надежности и долговечности проектируемых и существующих зданий и сооружений существующими методами геотехнического прогноза и недостаточной изученностью процессов, происходящих в технической системе «мёрзлый грунт - подземное сооружение». Именно поэтому в настоящее время проектирование практически любых сооружений в криолитозоне сопровождается комплексом мероприятий научно-исследовательского характера. Развитие современных аналитических и численных методов расчетов и геотехнического прогноза с учетом изменений ряда определяющих факторов при эксплуатации сооружений позволяет решить эти задачи.

Расчет несущей способности грунтовых оснований с учетом наличия в массиве подземных сооружений или мерзлого слоя грунта так же вызывает определенные трудности. В этой ситуации мы имеем дело со сложной технической системой, которая состоит из трех главных элементов (рис. 1): 1 – фундамент сооружения; 2 – основание сооружения, которое одновременно является средой для подземного объекта; 3 – подземное сооружение или жесткий слой мерзлого грунта [8,9].

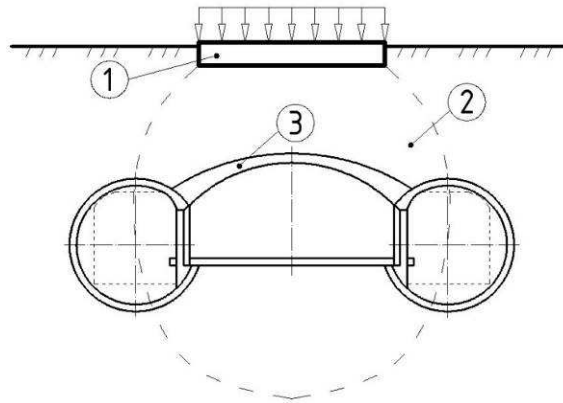


Рис. 1. Элементы системы «фундамент – основание – подземное сооружение»:
 1 – фундамент сооружения; 2 – основание сооружения; 3 – подземное сооружение

В связи с тем, что решаемая задача имеет прикладной характер, метод решения и конечный результат должны соответствовать требованиям нормативных документов. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» устанавливает, что в общем случае несущая способность оснований должна быть определена методами теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ). Однако на текущий момент в ТПРГ отсутствуют готовые решения для рассматриваемой задачи. Указанное обстоятельство приводит к тому, что в рамках проектирования предельная нагрузка на основания определяется, как правило, методом конечных элементов (МКЭ) с помощью коммерческих программных продуктов. Нормы проектирования [3], безусловно, допускают такой подход, но в тоже время рекомендуют [4, 5] проводить параллельные расчеты с использованием альтернативных расчетных методик и независимо разработанных САЕ-программ.

Одной из важных задач теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ) является определение несущей способности оснований применительно к различным инженерным условиям. В том числе учет в конкретных условиях наличия жесткого подстилающего слоя, который может быть представлен как специфическим расположением инженерно-геологических элементов (например, талые грунты, подстилаемые мерзлыми или дисперсными грунтами, подстилаемые скальными), так и наличием в основании неглубоко залегающих инженерных сооружений (транспортные или гидротехнические тоннели, станции метрополитена и другие подземные сооружения). Предлагаемый метод расчета позволяет определить предельной нагрузки на основание для перечисленных выше расчетных случаев.

В рамках данной работы задача об определении несущей способности основания с учетом наличия подземных сооружений решается методами ТПРГ. Выбранный подход определен не только тем, что нужно получить альтернативное решение, но еще и тем, что результаты расчета МКЭ могут завышать значение предельной нагрузки [6, 7], а это, в свою очередь, будет означать, что и нагрузка на конструкции подземного сооружения окажется завышенной.

Решение поставленной задачи сводится к определению последовательности краевых задач, в рамках которой будет выполнено численное интегрирования канонической системы ТПРГ, которая для условий плоской деформации в координатах xOz имеет вид:

$$dx = dz \operatorname{tg}(\alpha \pm \mu), \quad d\sigma \pm 2\sigma \operatorname{tg} \varphi d\alpha = \gamma(dz \mp dx \operatorname{tg} \varphi), \quad (1)$$

где $\sigma = (\sigma_x + \sigma_z)/2 + c \operatorname{ctg} \varphi$ – среднее приведенное напряжение; α – угол между направлением σ_1 и осью Oz (ось Oz направлена вертикально вниз); φ , c и γ – угол внутреннего трения, удельное сцепление и удельный вес грунта; $\mu = \pi/4 - \varphi/2$.

Верхние знаки в уравнениях (1) отвечают линиям скольжения (характеристикам) первого семейства, нижние – второго.

На рис. 2 показана симметричная расчетная схема, на которой дана компоновка краевых задач (их номера проставлены римскими цифрами). Ход решения в областях ABD , ABE , ACO , в принципе, известен (см., например, [6]) и здесь его описание можно опустить.

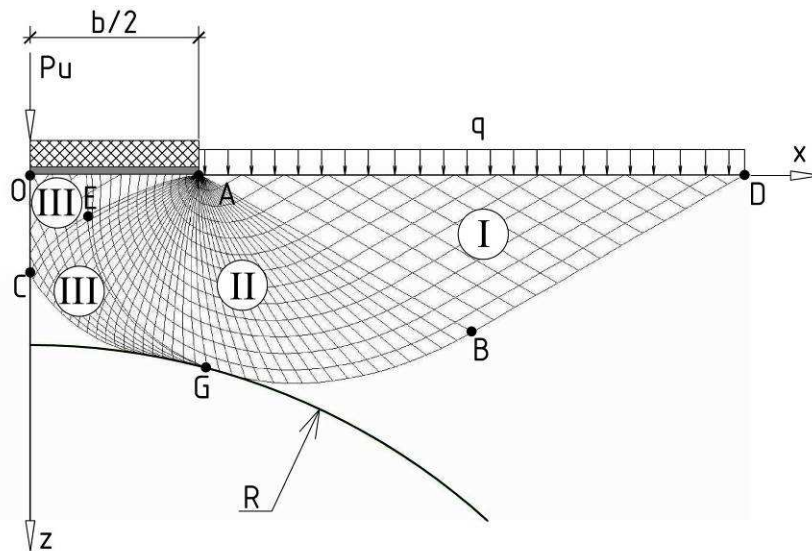


Рис. 2. Области предельного равновесия в задаче о предельном давлении шероховатого штамп с учетом криволинейного подстилающего слоя (подземного сооружения)

Построение решения в области GEC требует пояснений. В области GEC решается III краевая задача, причем для вычисления неизвестных параметров x , z , α , σ , в точках на контуре подземного сооружения необходимо решить следующую систему уравнений:

$$\begin{aligned} x - x_2 &= (z - z_2) \operatorname{tg}[(\alpha + \alpha_2)/2 - \mu]; \\ \sigma - \sigma_2 - (\sigma + \sigma_2) \operatorname{tg} \varphi \cdot (\alpha - \alpha_2) &= \gamma[z - z_2 + (x - x_2) \operatorname{tg} \varphi]; \\ x^2 + (z - h)^2 &= R^2; \quad \alpha = \operatorname{arctg}(dx/dz) - \mu. \end{aligned} \quad (2)$$

Первые два уравнения представляют собой конечно-разностную аппроксимацию канонических уравнений вдоль характеристики 2-го семейства; третье равенство – уравнение контура подземного сооружения (здесь контур описывается окружностью радиуса R , с центром на глубине h); четвертое уравнение – граничное условие для α , означающее, что подземный контур является огибающей для линий скольжения 1-го семейства; x_2 , z_2 , α_2 , σ_2 – значения параметров канонических уравнений в ближайшей к контуру точке конечно-разностной сетки характеристик.

На рис. 3 показан пример сетки линий скольжения для следующих исходных данных (в относительных переменных – единица объемной силы γ и единица длины b): $\varphi = 30^\circ$, $c = 1$, $q = 10$, $R = 8,5$, $h = 9$.

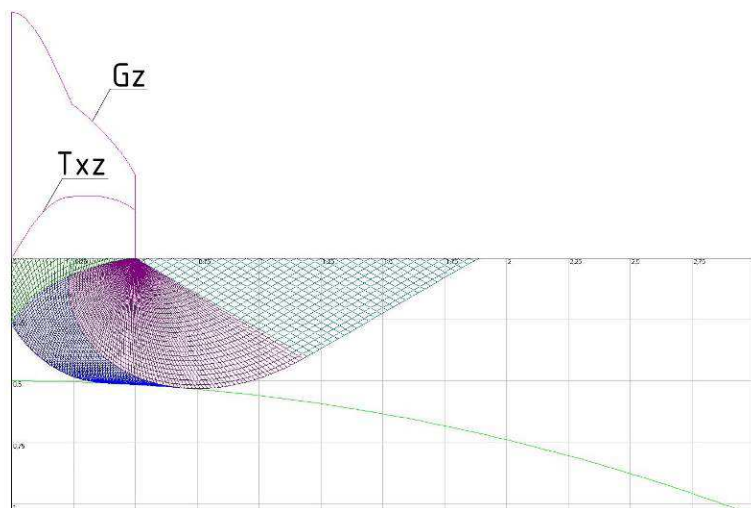


Рис. 3. Пример сетки линий скольжения в основании шероховатого штампа с учетом подземного сооружения и эпюра предельного давления по его подошве

Из анализа эпюры предельного давления можно наглядно проследить влияние подземного сооружения на несущую способность основания – в частности, резкий рост на эпюре предельного давления, приуроченный к точкам выхода на границу тех линий скольжения, которые строятся от контура подземного сооружения.

Приведем некоторые результаты расчетов в виде зависимостей несущей способности основания от боковой пригрузки, угла внутреннего трения, а также положения подземного сооружения (рис. 4–6). Расчеты выполнялись в относительных переменных γ и b . Переход от относительного приведенного значения предельного давления p_u' к фактическому осуществляется по формуле:

$$p_u = p_u' \gamma b - c \operatorname{ctg} \varphi .$$

Полученное решение позволяет проводить совместные расчеты оснований сооружений и подземных объектов, расположенных на небольшой глубине.

На базе этого решения представляется возможным в будущем рассмотреть вопрос о разработке инженерной методики.

Представленные здесь результаты работы могут быть использованы, например, при проектировании оснований сооружений в двух ситуациях: первая – имеется подземное сооружение и необходимо определить возможность использования над тоннельного грунтового массива в качестве основания зданий и сооружений; вторая – имеется существующее сооружение и необходимо установить возможность устройства под ним подземных объектов.

Также результаты исследований могут быть весьма полезны при проектировании различных инженерных сооружений в теле автодорожных и железнодорожных насыпей, что особенно актуально в тех случаях, когда несущая способность по грунту будет сопоставима с несущей способностью по материалу подземной конструкции.

С практической точки зрения, при проектировании сооружений в креолитозоне, такое решение позволяет надежно прогнозировать величину несущей способности оснований с подстилающим слоем, представленным мерзлыми или скальными грунтами. Причем в случае с мерзлыми грунтами появляется возможность оценивать несущую способность по мере оттаивания и деградации вечномерзлого слоя.

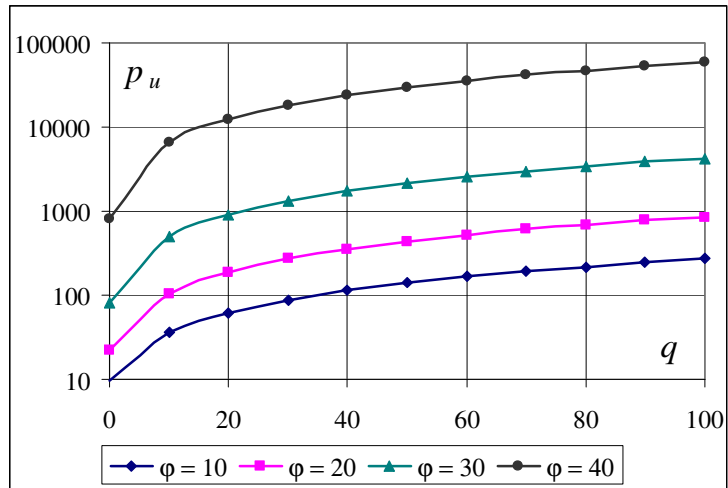


Рис. 4. Зависимость предельной нагрузки от величины боковой пригрузки

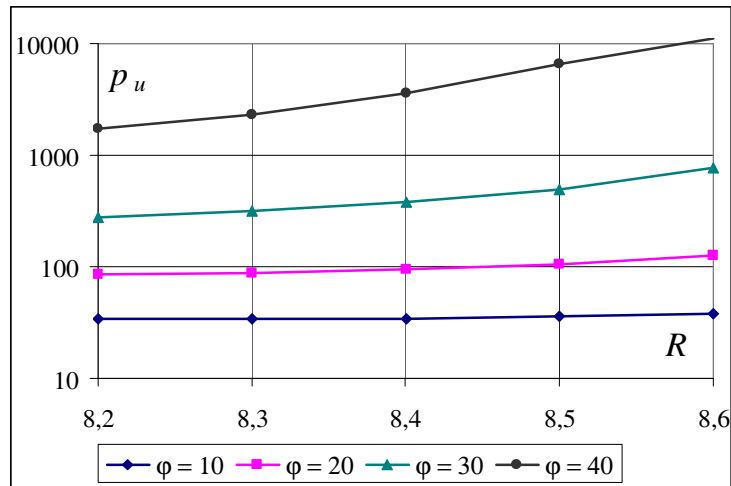


Рис. 5. Зависимость предельной нагрузки от радиуса подземной конструкции

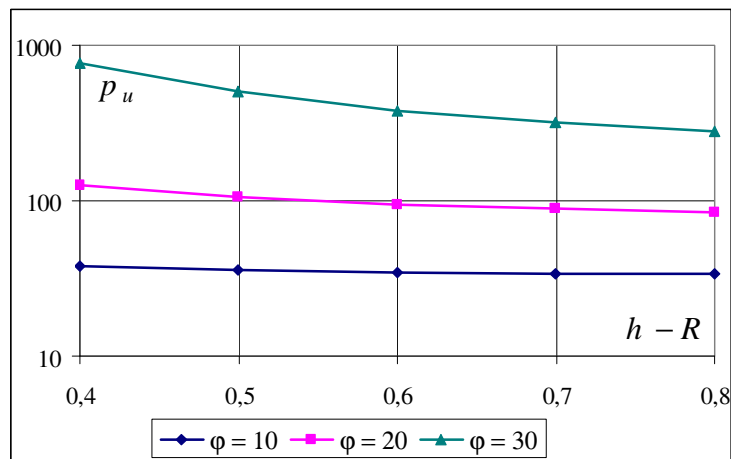


Рис. 6. Зависимость предельной нагрузки от глубины заложения тоннеля

Что касается определения нагрузок на подземные сооружения мелкого заложения, то в настоящее время в практике проектирования предельную нагрузку на несущие конструкции подземных сооружений и вмещающий их грунтовой массив определяют методами теории линейно-деформируемой среды или методом конечных элементов

(МКЭ). В обоих случаях, как показывает анализ исследований последних лет, возможно неоправданное завышение значений нагрузок на подземные конструкции и, как следствие, слишком большие запасы несущая способность оснований с жестким подстилающим слоем. Решения на базе ТПРГ обладают большей достоверностью в части описания предельной работы грунтов, поэтому результаты полученных здесь решений могут быть использованы как дополнительный источник верификации конечно-элементных расчетов. Отметим, что проверка результатов расчетов по альтернативным методикам является обязательной при расчетах МКЭ.

Вместе с тем, рассмотренное выше решение имеет два существенных ограничения – очертание подземного сооружения в виде дуги окружности и симметрия расчетной схемы. В ближайшее время авторами планируется снять эти ограничения, а также провести сопоставление результатов расчета по ТПРГ и по МКЭ, что позволит сформировать список рекомендаций, который может быть включен в нормы проектирования.

Актуальность оценки изменения несущей способности грунтовых оснований при проектировании зданий и сооружений в криолитозоне, развитие методов расчетов и геотехнического прогноза с учетом изменений ряда определяющих факторов при эксплуатации сооружений, определяется тем фактом, что область распространения многолетней мерзлоты в России составляет около 65% ее территории. В этой связи необходимо заметить, что устойчивое развитие этой части нашей страны возможно только при наличии соответствующей транспортной системы, неотъемлемой частью которой являются подземные сооружения, основания и фундаменты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Градостроительный кодекс РФ от 29.12.2004 N 190-ФЗ // принят ГД ФС РФ 22.12.2004, действующая редакция от 21.07.2014.
2. Федеральный закон № 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009.
3. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. – М., 2011. – 161 с.
4. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М., 2014. – 26 с.
5. СП 248.1325800.2016. Сооружения подземные. Правила проектирования. – М., 2016. – 112 с.
6. Королев К.В. Плоская задача теории предельного равновесия грунтов. – Новосибирск: СГУПС, 2010 – 251 с.
7. Шашкин К.Г., Шашкин В.А. Дунаева М.В. Решение задач предельного равновесия с использованием метода конечных элементов // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – №1. – С. 1-15.
8. Карян Г.Г., Полянкин Г.Н., Королев К.В. Несущая способность грунтовых оснований, включенных в систему «Фундамент - основание - подземное сооружение», Сборник материалов международной научной конференции. Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании, ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет». – М., 2017. с. 9.
9. Карян Г.Г., Полянкин Г.Н., Яковлев К.Н. Оценка изменения несущей способности грунтовых оснований при проектировании зданий и сооружений в криолитозоне. Инновационные факторы развития транспорта. Теория и практика: МНТК (Новосибирск, 19-20 октября 2017 г.): тезисы докладов. – Новосибирск: изд-во СГУПС, 2017. – с. 63.

АНАЛИЗ УСЛОВИЙ ЗАВЕРШЕНИЯ ПРОЦЕССА ВОРОНКООБРАЗОВАНИЯ НА ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПОДЗЕМНЫХ РУДНИКОВ

ЕФРЕМОВ Е. Ю.¹

¹ ФГБУН Институт горного дела УрО РАН, г. Екатеринбург

Аннотация. В статье исследованы условия завершения формирования воронок обрушения. Тема исследований актуальна при осуществлении хозяйственной деятельности на земной поверхности шахтных полей подземных рудников. Условием завершения процесса воронкообразования предлагается использовать пороговый расчетный объём воронки обрушения, который связан с размерами очистного пространства коэффициентом разрыхления обрушенных пород. Показано, что при разработке рудных месторождений подземным способом коэффициент разрыхления зависит от соотношения осадочных и скальных пород в массиве над выработанным пространством.

Ключевые слова: мониторинг, сдвижение горных пород, первичная воронка, коэффициент разрыхления, обрушение кровли.

ANALYSIS OF CAVE-IN PROCESS CONSUMMATION CONDITIONS ON GROUND SURFACE OF UNDERGROUND MINES

EFREMOV EVGENII YURIEVICH¹

¹ Institute of Mining of Ural Branch of RAS

Abstract. The criterion for estimating of cave-in process finishing is suggested. The topic of research is relevant in the implementation of economic activity on the earth's surface of the mine fields of underground mines. The calculated maximal volume of caved rock crater which related with the void volume by swell factor of the fall is proposed as additonal cave-in process consummation criterion. The results demonstate that in underground mining swell factor depends on proportion of igneous and sedimentary rock in rock mass above void.

Key words: monitoring of deformation, caving induced surface deformation, swell factor, roof fall.

Введение. При подземной разработке месторождений системой с обрушением кровли вмещающих пород и формированием зоны воронкообразования и провалов на земной поверхности встает ряд актуальных задач, связанных с ведением горных работ в области мульды сдвижения. Нормативная документация запрещает ведение горных работ в зоне воронкообразования, исключением являются работы по засыпке воронок и складированию вскрышных пород, при условии, что в данной зоне процесс воронкообразования завершился [1]. Таким образом, важной научно-технической задачей является определение критериев, на основе которых, можно судить о завершении процесса воронкообразования, или его текущей стадии.

В современной литературе много внимания уделяется различным методам мониторинга земной поверхности, сдвижения горных пород и подрабатываемых объектов, среди которых наблюдения с помощью электронно-оптических средств [2] и ГНСС [3–5], наземным лазерным сканированием [6–8] и наземными интерферометрическими радарами [9] и др. Помимо вопросов методов и техники измерения деформаций, при мониторинге остро встает вопрос критериев оценки деформирования земной поверхности. Наиболее распространенными критериями оценки деформационных процессов являются критерии, связанные с величиной линейной деформации или скоростью деформирования земной поверхности [10].

В силу организации очистных работ и неоднородности свойств геологической среды, вмещающей месторождение, скорость протекания воронкообразования неравномерна. В связи с этим, только величина деформаций и/или скорость деформирования не могут являться надежными критериями завершения процесса воронкообразования. Целью исследований является определение достоверных условий завершения воронкообразования.

Условия завершения процесса воронкообразования

Для выработки условий завершения процесса воронкообразования следует обратиться к рассмотрению процесса обрушения. Механизм образования обрушения в отечественной литературе рассмотрен достаточно подробно [11, 12]. В ходе самообрушения или принудительного обрушения массив пород образует разрыхленную массу, заполняющую сначала пустое очистное пространство, а затем полость канала обрушения. Активная фаза воронкообразования заканчивается, при заполнении пустого объема разрыхленной массой. Далее следует затухающее оседание, связанное с уплотнением разрыхленного массива пород.

В этом свете существенным критерием представляется достижение расчетного объема воронки обрушения, связанного с размерами выработанного пространства очистной единицы, обрушение кровли которой вызывает обрушение.

$$V_{изм} = V_{расч} ,$$

где $V_{изм}$ – измеренный объем воронки обрушения, $м^3$; $V_{расч}$ – расчетный объем воронки, $м^3$; Следовательно, задача сводится к определению взаимосвязи между параметрами выработанного очистного пространства и параметрами воронок на земной поверхности. Параметром, связывающим объем выработанного пространства с размерами воронок обрушения является коэффициент разрыхления массива обрушенных пород K_p .

Коэффициент разрыхления разрушенных пород определяется как изменение объема пород в процессе самообрушения и/или принудительного обрушения, или иными словами – отношение объема обрушенного массива $V_{обр}$ к объему массива до обрушения V_m , или

$$K_p = \frac{V_{обр}}{V_m} ,$$

где $V_{обр}$ – объем обрушенного массива, $м^3$; V_m – объем массива до обрушения, $м^3$. Под V_m подразумевается исходный объем массива над очистным пространством, вовлеченного в процесс обрушения, который равен объему канала обрушения. Объем канала описывается следующими параметрами:

$$V_m = S_{эф} H_{кр} ,$$

где $S_{эф}$ – эффективная площадь разрушаемого горизонтального сечения канала обрушения, $м^2$; $H_{кр}$ – расстояние от кровли до земной поверхности, м.

Объем разрушенного массива определяется как объем разрыхленного обрушением массива пород, полностью заполнившего пространство очистной камеры, и частично канал обрушения, за исключением пространства воронки на поверхности земли

$$V_{обр} = V_m + V_{бл} - V_{вор} ,$$

где $V_{обр}$ – объем разрушенного массива, m^3 ; $V_{вор}$ – объем воронки на земной поверхности, m^3 ; $V_{бл}$ – объем пустот в очистном пространстве выемочной единицы, m^3 , см. рис. 1

При моделировании выхода первичной воронки на поверхность используется ряд допущений:

1. При условии, что глубина работ значительно (более чем в 5 раз) превышает линейные размеры очистных единиц, площадь эффективного горизонтального сечения в процессе развития обрушения остается постоянной от кровли камеры до земной поверхности, не зависит от формы выработанного пространства и связана следующим отношением с площадью очистного блока:

$$S_{эф} = \frac{\pi}{4} S_{бл},$$

где $S_{бл}$ – средняя площадь горизонтального сечения очистной единицы, m^2 , см рис 1.

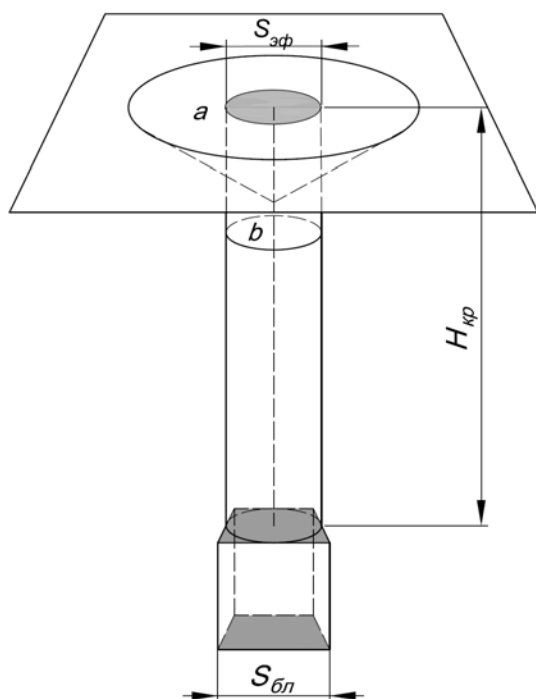


Рис. 1 – Расчетная модель выхода на поверхность воронки обрушения, $S_{эф}$ – площадь эффективного горизонтального сечения канала обрушения, $S_{бл}$ – площадь горизонтального сечения блока, $H_{кр}$ – глубина кровли

Данное допущение подтверждается результатами разведочного бурения, проведенного на ш. Соколовская в 70 – 80х гг XX, когда было определено на практике, что независимо от формы очистной единицы, на определенном расстоянии от кровли очистных единиц, канал обрушения представляет собой фигуру близкую к цилиндру.

2. При заполнении пространства цилиндрической полости (на рис. 1 – b), образующейся во время первичной воронки от одной очистной единицы на поверхность, формируется конусовидная воронка (на рис.1 – a), с углом между образующей и горизонтальной плоскостью, равной углу естественного откоса. Объем конусовидной воронки a при этом равен объему цилиндрической полости b .

Исходя из вышеописанных соотношений следует, что критерием завершения воронкообразования является достижение расчетного объема, численно равного:

$$V_{расч} = V_{бл} - V_m (K_p - 1),$$

где V_m , $V_{бл}$ (соответственно объем очистного блока, объем массива над очистным пространством) являются легко определяемыми из проектной и маркшейдерской документации, а K_p зависит от физико-механических свойств пород, размера блоков породы и параметров выработок [13], трещиноватости, и др. характеристик массива вмещающего месторождения и требует определения для каждого месторождения.

Для определения K_p in situ было выбрано Соколовское железорудное месторождение, северный фланг которого с 70-х годов XX века разрабатывается подземным способом. За это время на земной поверхности месторождения сформировалась обширная зона воронкообразования, размерами 1,8 км вдоль простирания и 0,7 км вкrest простирания. Всего за время эксплуатации шахты зафиксировано более ста случаев выхода обрушения на поверхность, при этом многие воронки выходили в существующие, формируя вторичное воронкообразование. Общая площадь поверхности, занятой областью обрушения составляет примерно 480 тыс. кв. м. На текущий момент большинство воронок засыпано скальной породой, со стороны висячего бока месторождения формируется отвал скальных пород, см рис. 2. Месторождение имеет следующие инженерно-геологические условия разработки:



Рис. 2. – Земная поверхность Соколовского месторождения

Сверху залегает мощная толща рыхлых пород мезокайнозойского возраста в среднем составляющая 115 м. Отложения имеют горизонтальное залегание и обводнены. Ниже развит комплекс палеозойских скальных пород. В верхней части разреза скальные породы выветрены на глубину до 60 м.

Вмещающие породы и руды месторождения претерпели сильные изменения в результате тектонической деятельности, что в целом повлияло на их устойчивость, и определяет их прочностные свойства. Вмещающие породы имеют средние значения коэффициента крепости от 5 до 9, а магнетитовые руды от 3 до 6,0.

Руды и породы месторождения в целом характеризуются как слабоустойчивые и неустойчивые, причем с глубиной отработки запасов их устойчивость в подземных горных выработках возрастает весьма незначительно. Руды, как правило, менее устойчивы, чем вмещающие породы. Руды и породы склонны к самообрушению.

Плотность вмещающих скальных пород в среднем составляет $2,6 \text{ т/м}^3$ изменяясь от $2,57$ до $2,83 \text{ т/м}^3$; балансовых руд – $3,4 \text{ т/м}^3$ ($3,3 - 3,8 \text{ т/м}^3$); забалансовых руд – $3,1 \text{ т/м}^3$ ($3,0 - 3,2 \text{ т/м}^3$).

Естественная влажность руд – $2,6 \%$.

Рельеф земной поверхности на месторождении ровный, присутствует небольшой уклон в южном направлении, средняя отметка поверхности земли составляет около 185 м . Основными факторами, влияющими на формирование процесса воронкообразования на поверхности ш. Соколовская являются наличие толщи осадочных пород над палеозойским фундаментом мощностью около 115 м и слабая устойчивость пород, вмещающих месторождение. В целом по месторождению среднеустойчивые породы составляют около 5% , слабоустойчивые, – 60% , неустойчивые, – 35% .

Для определения коэффициента разрыхления из всех зарегистрированных воронок были отобраны первичные воронки, удовлетворяющие следующим условиям:

1. Процесс выхода обрушения на поверхность не пересекал выработанное пространство горизонтов -120 м , -260 м , -330 м .

2. Наличие перекрестной информации о воронке и очистной выемочной единице в маркшейдерской и геотехнической документации.

Результаты определения коэффициента разрыхления

Всего данным условиям удовлетворяет 28 случаев выхода обрушений на поверхность, что составляет около четверти от общего числа выходов обрушений. В качестве исходных данных для расчета K_p использовались размеры и объемы очистных единиц, глубина работ, и размеры воронок на поверхности земли. Полученные значения лежат в пределах K_p от 1.01 до 1.38 , среднеквадратичное отклонение составляет $0,08$.

Полученные значения коэффициента разрыхления подвергнуты регрессионному анализу, в качестве зависимой переменной выступает коэффициент разрыхления K_p , в качестве объясняющей – глубина работ, см рис. 3. Общее уравнение: $K_p = 0,0003 \cdot H_{\text{балт}} + 1,2156$, с коэффициентом детерминации $R^2 = 0,0741$, откуда R составляет $0,27$, что в соответствии со шкалой Чеддока характеризуется как слабая связь. С учетом фрагментарности исходных данных, вариативностью коэффициента разрыхления в естественных условиях и множества влияющих факторов связь определена с достаточной надежностью. Иными словами, результаты демонстрируют, несмотря на разброс значений, наличие взаимосвязи.

Анализ показал, что на месторождениях, покрытых значительной толщей наносов с увеличением глубины горных работ, коэффициент разрыхления уменьшается. Причиной наблюдаемого явления является совокупность факторов, основной из которых – переотложение и заполнение вышележащими осадочными отложениями нижележащего пустого пространства между отдельными кусками породы, образующегося при разрыхлении массива скальных палеозойских пород в процессе обрушения кровли.

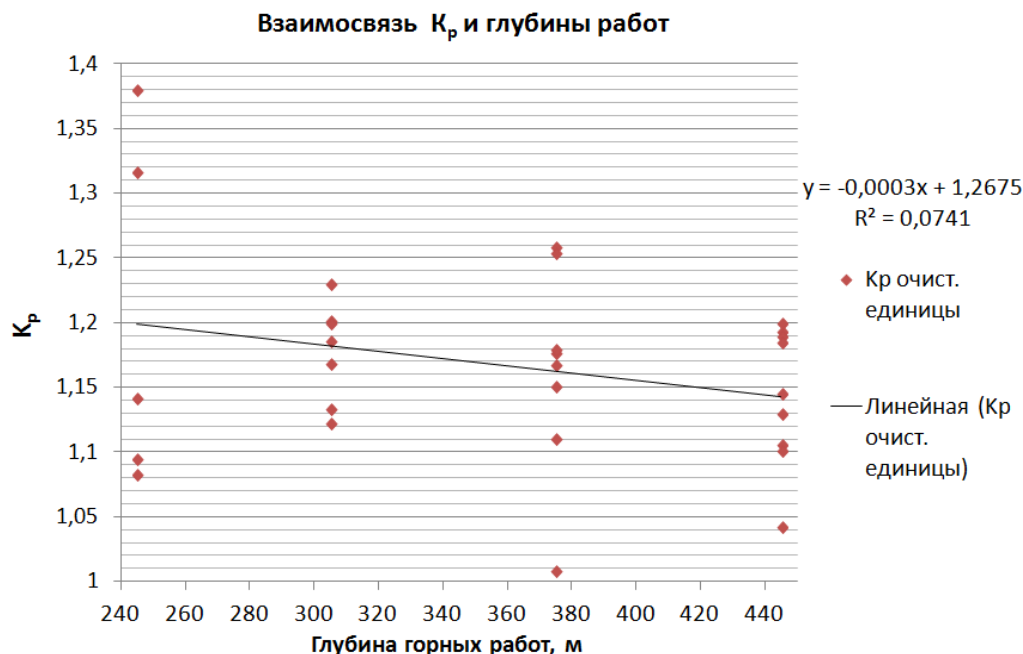


Рис. 3. – Результаты определения коэффициента разрыхления обрушенных пород на ш. Соколовская

Коэффициент разрыхления обрушенного массива K_p зависит от относительной доли осадочных пород в общем объеме массива, затронутого обрушением над очистным пространством. Относительная доля осадочных пород в общем объеме массива, затронутого обрушением, численно равна отношению глубины залегания подошвы осадочных пород к глубине кровли очистной выработки, см рис. 4.

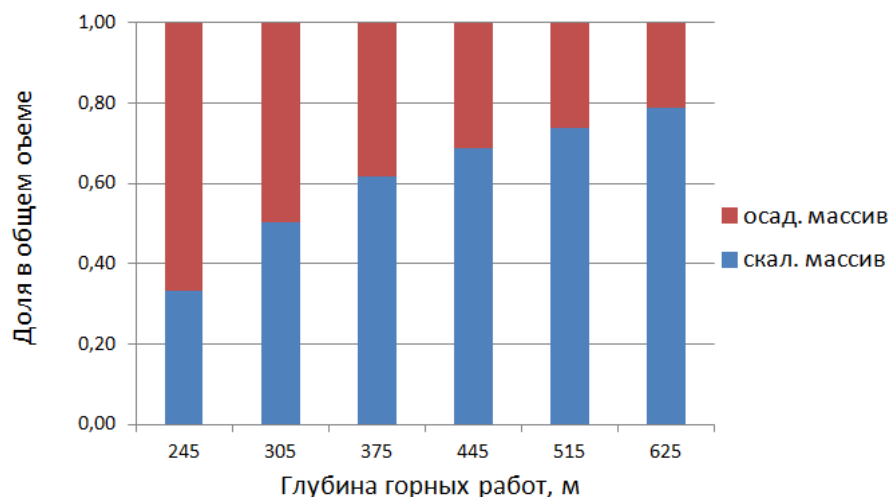


Рис. 4 – Соотношение осадочных и скальных пород в массиве над очистным пространством, ш. Соколовская

С увеличением глубины относительный объем осадочных пород будет уменьшаться, а объем пустот в разрыхленном массиве скальных пород расти. Уменьшение K_p остановится, когда объем разрыхленных осадочных пород станет равным объему пустот в разрыхленном скальном массиве.

$$V_{\text{осад.разр}} = V_{\text{ск}} (k_{\text{р.ск}} - 1),$$

где $V_{\text{осад.разр}}$ – объем разрыхленного массива осадочных пород, $V_{\text{ск}}$ – объем скального массива до обрушения, $k_{\text{р.ск}}$ – коэффициент разрыхления скального массива

Заключение

В исследовании обоснован критерий завершения процесса воронкообразования как достижение воронкой обрушения максимального объема, получаемого расчетным путем, зависящего от параметров очистных работ. Максимальный объем воронки обрушения, связан с размерами выработанного пространства коэффициентом разрыхления обрушающихся пород.

Коэффициент разрыхления величина, зависящая от множества параметров, среди которых физико-механические свойства пород массива, определяющие характер трещиноватости и размер отдельных блоков, на которые он разрушается. Установлено, что для рудных месторождений, залегающих в скальных массивах, покрытых толщей осадочных пород, коэффициент разрыхления изменяется в зависимости от соотношения доли наносов и скальных пород в массиве над выработанным пространством.

Работа выполнена в рамках реализации государственного задания № 007-00293-18-00. Тема № 0405-2015-0012

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных разработок на месторождениях руд черных металлов Урала и Казахстана: утв. министерством металлургии СССР 02.08.1990. – Свердловск: Институт горного дела МЧМ СССР, 1990. 64 с.
2. Особенности проведения геодинамического мониторинга на Узельгинском месторождении / А.А. Панжин, А.Д. Сашурин, Е.Ю. Ефремов, Н.А. Панжина, В.И. Ручкин // Проблемы недропользования. 2016. № 4 (11). С. 81 – 89. DOI: 10.25635/2313-1586.2016.04.081.
3. Gili J.A., Corominas J., Rius J. Using Global Positioning System techniques in landslide monitoring. *Engineering Geology* 55, (2000), P. 167 – 192.
4. Пустуев А. Л., Коновалова Ю.П., Мартемьянов А.А. Принципы построения геодинамических полигонов при масштабном недропользовании // Горный журнал. 2012. № 1. С. 32 – 36.
5. Мехтиев Дж.Т., Исмаилов К.Х., Джавадов Н.Г. Исследование динамических характеристик регистрации быстропотекающих процессов оползней с помощью GPS // Известия ТулГУ. Науки о Земле. 2016. № 4. С. 105 – 112.
6. Кольцов П.В. Методика безотражательных наблюдений за деформируемыми участками бортов карьеров и отвалов // Записки Горного института. 2012. № 198. С. 65 – 69.
7. Желтышева О.Д., Ефремов Е.Ю. Современные технологии мониторинга устойчивости бортов карьеров // Маркшейдерия и недропользование. 2014. № 5 (73). С. 63 – 66.
8. Lindenbergh R., Pfeifer N., Rabbani T., Accuracy analysis of the Leica HDS3000 and feasibility of tunnel deformation monitoring / Workshop Laser scanning 2005. - ISPRS Archives, 2005. Netherlands, P. 24 – 29 (2005)
9. Caduff R., Schlunegger F., Kos A., Wiesmann A. A review of terrestrial radar interferometry for measuring surface change in the geosciences / *Earth surface processes and landforms*. №40. 2015. P. 208 – 228 DOI: 10.1002/esp.3656
10. Hungr O., Corominas J., Eberhardt E. Estimating Landslide motion mechanism, travel distance and velocity / International Conference on Landslide Risk Management, Vancouver, Canada / 2005. P. 99 – 128 Publisher: Balkema Place of publication: London, Leiden, Taylor & Francis Year of publication: 2005 Size: 30 pages
11. Казикаев Д. М. Геомеханические процессы при совместной и повторной разработке. М. Недра, 1981. 265 с.

12. Шнайдер М.Ф. Вороненко В.К. Совмещение подземных и открытых разработок рудных месторождений. М. Недра, 1985. 132 с.

13. Havir J., Bordia S. K. Petrosa V. Simple method of determining of coefficient of loosening of rocks Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 8, pp. 97 – 103. Pergamon Press 1971. Printed in Great BritainJ.

УДК 622.023.42

К ПРОГНОЗУ УСТОЙЧИВОСТИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК НА ОСНОВЕ ФРАКТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПОВЕРХНОСТИ ОСЛАБЛЕНИЯ ТРЕЩИНОВАТОГО ПОРОДНОГО МАССИВА

СОКОЛОВ В. В.¹, КАПУЛКИНА Д. В.¹, ПОЛЯНСКАЯ А.Э.¹

¹ ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

Аннотация. Потеря устойчивости горных выработок, пройденных в трещиноватых породных массивах, нередко обусловлена сдвигом пород по плоскостям ослабления (трещинам). Данный процесс описывается системой уравнений паспорта прочности, в которых определяющими параметрами являются характеристики геометрии поверхности ослабления: коэффициенты извилистости и шероховатости траектории трещины. Для оценки их величины используются методы фрактальной геометрии, основанные на анализе координат поверхности берегов трещины. В работе обсуждаются методы и средства получения матрицы координат трещины, определения ее вероятной траектории. В качестве прогнозного параметра устойчивости пород при их сдвиге по трещине используются фрактальные характеристики трещинной структуры массива. Их оценка осуществляется путем спектрального анализа поверхности трещины.

Ключевые слова: устойчивость, трещины, фрактальная размерность

THE FORECAST OF STABILITY OF MINE WORKINGS ON THE BASIS OF FRACTAL STUDIES OF SURFACE WEAKENING FRACTURED ROCK MASS

SOKOLOV VLADIMIR VLADIMIROVICH¹, KAPOULKINE DARIA VASILEVNA¹,
POLYANSKAYA ANNA EDUARDOVNA¹

¹Ural state mining University

Annotation. The loss of stability of mine workings, passed in fractured rock massifs, often due to the shift of rocks on the planes of weakening (cracks). This process is described by a system of equations of the strength passport, in which the defining parameters are the characteristics of the geometry of the weakening surface: the coefficients of tortuosity and roughness of the crack trajectory. Fractal geometry methods based on the analysis of the crack surface coordinates are used to estimate their magnitude. The paper discusses methods and means of obtaining the crack coordinate matrix and determining its probable trajectory. Fractal characteristics of the fractal structure of the rock mass are used as a predictive parameter of rock stability when they are shifted along the crack. Their evaluation is carried out by spectral analysis of the crack surface.

Key words: stability, cracks, fractal dimension.

Устойчивость подземных выработок определяется действующими на их контуре напряжениями, прочностью вмещающих пород и несущей способностью крепи. Оценка данных факторов осуществляется по схеме заданной нагрузки и заданной деформации [1, 2]. В трещиноватых породных массивах разрушение пород происходит в виде вывалов, формирующих свод естественного равновесия [3, 4]. Вероятность образования вывалов определяется соотношением сдвигающих сил и сцеплением берегов трещины [2]. Эти соотношения оцениваются паспортом прочности при сдвиге пород по трещине. В

настоящее время наиболее адекватным признается подход Н. Бартона [5, 6], который выделил две стадии сдвига, определяемые уравнениями:

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg}[\varphi_{\text{ост}} + K_{\text{ш}} \lg(\sigma_{\text{тр}}/\sigma)] + C. \quad (1)$$

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg}[\varphi_{\text{ост}} + \alpha_{\text{в}}] + C. \quad (2)$$

Границей между двумя стадиями сдвига является величина напряжений:

$$\sigma^* = \sigma_{\text{тр}}/10^{(\alpha_{\text{в}}/K_{\text{ш}})}. \quad (3)$$

Здесь C и $\varphi_{\text{ост}}$ – определяемые в опыте значения сцепления и угла внутреннего трения; $\sigma_{\text{тр}}$ – прочность при сжатии материала стенок трещины; $\alpha_{\text{в}}$ – угол волнистости (град.); $K_{\text{ш}}$ – коэффициент шероховатости. Волнистость $\alpha_{\text{в}}$ определяет раздвижку берегов трещины при их подъеме по линии волнистости. Этот процесс определяет дилатансию горных пород. Шероховатость $K_{\text{ш}}$ характеризует зубцы трещины, которые срезаются при сдвиге [7]. Разделение понятий волнистости и шероховатости, а также оценка величины этих коэффициентов осуществляется методом спектрального анализа поверхности трещин [8]. На кафедре шахтного строительства УГГУ разработана методика такого анализа [9], основанная на матрице координат поверхности берегов трещины.

Таким образом, для оценки процесса сдвига горных пород по трещине требуется разработка методики получения координат поверхности берегов трещины с достаточной разрешающей способностью. С этой целью нами определен и апробирован комплект оборудования, позволяющего сканировать поверхность и с помощью компьютерных программ получать матрицу координат этой поверхности.

Процедура сканирования заключается в следующем:

1. Подготовка образца.

Черные, блестящие и прозрачные поверхности требуют предварительной подготовки перед сканированием, иначе сканер их просто "не увидит". На предварительно очищенную поверхность наносят мелкодисперсный белый матирующий спрей. После сканирования спрей можно смыть водой, а остатки в труднодоступных местах снять спиртом.

2. Выбор зоны сканирования и настройка сканера.

3. Получение достаточного количества сканов.

4. Автоматическая или полуавтоматическая сшивка полученных изображений

5. Компьютерная обработка модели с переводом координат характерных точек полученного изображения в систему электронных таблиц.

В качестве примера на рисунке 1 показан один из образцов поверхности трещины в горной породе, на котором производилось опробование разработанной методики.



Рис. 1. – Образец поверхности трещины

В результате реализации процедуры анализа получено объемное 3D изображение поверхности трещины. На рисунке 2 представлено компьютерное изображение данной поверхности.



Рис. 2. – Компьютерная распечатка реализации программы анализа поверхности трещины

Следующей задачей является введение некоторой количественной оценки шероховатости исследуемой поверхности. Установлено, что траектория и поверхность трещин являются фрактальными объектами [9]. Тогда адекватной оценкой поверхности может служить ее фрактальная размерность. Ее величина определяется методом покрытия [10]. В классическом представлении все трехмерное пространство, содержащее данную поверхность, покрывается кубами со стороной L_i и подсчитывается число непустых кубов $N(L_i)$. Последовательно изменяя размеры кубов покрытия L_i , производят построение графика функции: $\ln L_i \sim \ln [N(L_i)]$. По наклону линии определяется фрактальная размерность поверхности. Однако применительно к природным трещинам, где величина превышений на порядок ниже размеров протяженности трещины ее покрытие кубами с равной стороной нерационально. В этом случае наиболее приемлем триангуляционный метод [11], где покрытие осуществляется фигурами в виде пирамиды.

Для этого производится построение пирамид с все уменьшающимся размером оснований. В качестве их высоты принимается максимальное превышение координат z в данной области. Находится апофема A каждой пирамиды и вычисляется ее боковая поверхность. При неравных сторонах основания a, b площадь боковой поверхности: $S = (aA_2 + bA_1)$, где $A_1 = [(b/2)^2 + z^2]^{1/2}$ и $A_2 = [(a/2)^2 + z^2]^{1/2}$. Производится построение зависимости $\ln S_i - \ln \delta_i$, где δ_i - соответствующий размер ребра основания пирамид. По углу наклона линейного участка графика определяется D_f .

Для реализации триангуляционного метода разработана компьютерная программа, в которой на основе матрицы координат поверхности определяется относительная суммарная площадь боковых граней пирамид S/S_0 , покрывающих поверхность трещины при ступенчатом изменении размеров сторон их основания d . Автоматически производится построение графика уравнения (рисунок 3):

$$\ln (S/S_0) = f(\ln d). \quad (4)$$

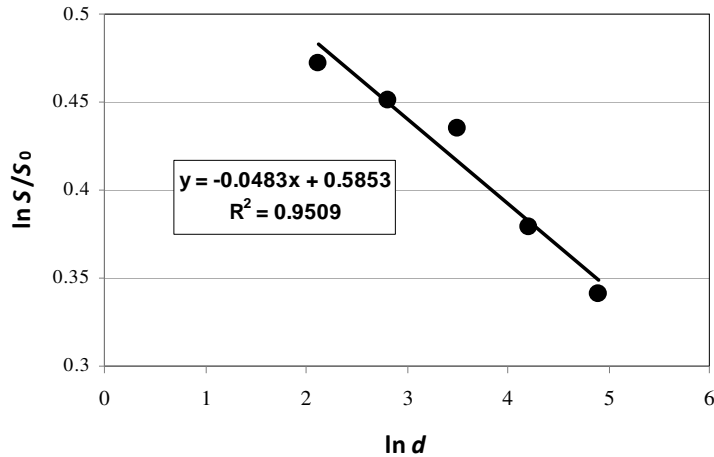


Рис. 3. Графическое изображение уравнения (4)

Угловым коэффициентом графика соответствует показатель Гёльдера H . Фрактальная размерность поверхности определится как $D_f = 2 + H$. Для вышеприведенного графика ее величина составляет $D_f = 2 + 0,048 = 2,048$.

Таким образом, разработанная методика сканирования поверхности трещин позволяет получить матрицу координат, которая служит базой для оценки ее геометрии, позволяет построить паспорт прочности и выполнить прогноз устойчивости горных пород при их сдвиге по трещине. Однако в реальных производственных условиях доступа к поверхности трещины нет, и о геометрии поверхности можно судить лишь по следу трещины на обнажении пород. Тогда следующей задачей является разработка методики прогноза координат поверхности природной трещины по ее траектории на обнажении массива.

След трещины на обнажении представляет собой одну из множества реализаций природного процесса формирования трещины, и в этом качестве носит вероятностный характер. В этом случае решение указанной задачи может осуществляться путем статистического моделирования. В контексте данной работы наиболее приемлемым является метод Монте-Карло [12, 13]. Он основан на имитации вероятностных аспектов процесса формирования трещины с помощью генератора случайных чисел. Основой модели может служить процесс фрактального броуновского движения (ФБД) в двумерном пространстве. Б. Мохаддамом [14] предложено уравнение такого движения в виде:

$$\langle [V(x, y) - V(x+\Delta x; y+\Delta y)]^2 \rangle = [\Delta x^2 + \Delta y^2]^H, \quad (5)$$

Показатель Гёльдера H может быть определен путем вышеприведенного анализа аналога природной трещины на образце или по фрактальной размерности следа трещины на обнажении. В последнем случае используется уравнение Ричардсона [10] которое связывает длину линии (траектории трещины) от шага ее измерения δ :

$$L(\delta) = \alpha \delta^\beta, \quad (6)$$

где α - некоторая константа; β - отрицательный показатель степени.

Измеряя линию с различным масштабом, получим линейную зависимость в логарифмических координатах (аналогично графику на рисунке 3):

$$\ln L(\delta) = (1 - d_f) \ln \delta + \ln a. \quad (7)$$

Угол наклона графика определит показатель Гельдера $H = 1 - d_f$.

Таким образом, полученные результаты и методики позволяют получить адекватную информацию о геометрии поверхностей ослабления горных пород (трещин) для построения их паспорта прочности. Это является базой для прогноза устойчивости горных выработок, пройденных в трещиноватом породном массиве.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Максимов А. П. Горное давление и крепь выработок. –М.: Недра, 1973. – 255 с.
2. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / Прото-сеня А. Г., Огородников Ю. Н., Деменков П. А. и др. – СПб: СПГГУ-МАНЭБ, 2011. – 355 с.
3. Протодьяконов М. М. Давление горных пород и рудничное крепление. –М.: Гостехиздат, 1931. -153 с.
4. Цимбаревич П. М. Механика горных пород. –М.: Углетехиздат, 1948. -247 с.
5. Barton N.R., Bandis S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice // Rock joints:Proc. Int. Symp. on Rock Joints / N. Barton, O. Stephansson, eds. - Rotterdam: Balkema, 1990. – P. 603-610.
6. Barton N.. Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2013. No. 5(4). P. 249-261.
7. Речицкий В. И., Эрлихман С. А. Современные методы определения прочности на сдвиг по трещине // Геоэкология. -1997. №5. – С. 102-114.
8. Потапов А. А. Фракталы в радиофизике и радиолокации: Топология выборки. –М.: Университетская книга, 2005. -848 с.
9. Латышев О. Г., Корнилков М. В. Исследование трещинной структуры горных пород как фрактального объекта. Saarbrücken, Germanu: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2015. – 156 с. ISBN: 978-3-659-80970-5.
10. Мандельброт Б. Фрактальная геометрия природы. Пер. с нем. –М.: Изд-во: ИКИ, 2002. –656 с.
11. Латышев О. Г., Франц В. В., Прищепа Д. В. Исследование поверхности природных трещин как фрактального объекта // Изв. вузов. Горный журнал. - 2016. –№3. – С. 44-50.
12. Соболев И. М. Метод Монте-Карло. – М.: Наука, 1978. – 64 с.
13. Хеерман Д. В. Методы компьютерного эксперимента в теоретической физике: Пер. с англ. – М.: Наука, 1990. – 176 с.
14. Кроновер Р. Фракталы и хаос в динамических системах. Пер. с англ. –М.: Техносфера, 2006. - 488 с.

УДК 624.131

ЗАВИСИМОСТЬ ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ОЗЕРНЫХ ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ БЕЛАРУСИ ОТ ПОКАЗАТЕЛЯ ТЕКУЧЕСТИ

ТРОНДА Т. В.¹, ПОЛЕЩУК Е. В.¹

¹Белорусский национальный технический университет, г. Минск

Аннотация. В связи с отсутствием простых методов оценки характеристик грунтов и их необходимости при проектировании были выведены корреляционные зависимости угла внутреннего трения и удельного сцепления озерных пылевато-глинистых грунтов от показателя текучести. Анализ зависимостей был проведен на основе технических отчетов по инженерно-геологическим изысканиям, выполненным на территории Республики Беларусь за последние 15 лет.

Ключевые слова: зависимости, прочностные характеристики, показатель текучести, озерно-ледниковые четвертичные грунты, пылевато-глинистые грунты.

CORRELATIONS BETWEEN STRENGTH PROPERTIES OF LACUSTRINE SOILS OF BELARUS AND LIQUIDITY INDEX

TRONDA TATIANA¹, KATSIARYNA PALIASHCHUK¹

¹Belarusian National Technical University

Abstract: Correlations between friction angle, resultant cohesion and liquidity index of lacustrine loamy-clayey soils were determined due to the absence of simple methods of evaluation soil properties and their necessity in a construction project. The analysis was carried out using technical reports on engineering-geological investigations that took place at the territory of the Republic of Belarus in the last 15 years.

Key words: correlations, strength properties, liquidity index, Quaternary lacustrine soils, loamy-clayey soils.

Ранее зарубежными и отечественными учеными было выведено множество различных корреляционных зависимостей между физическими и механическими характеристиками грунтов [1, 3-5]. Так, например, M. Dysli и W. Steiner, основываясь на более ранние работы других зарубежных исследователей и ученых, в своей работе [1] приводят более 100 зависимостей с целью дать инженерам простой метод оценки характеристик грунтов при недостаточном количестве лабораторных исследований или для проверки характеристик, определяемых расчетом, главным образом тех значений, которые используются при проектировании. Однако, данная работа в основном посвящена грунтам Альпийской дуги и основана на единой системе классификации грунтов USCS, применяемой за рубежом, в то время, как в Республике Беларусь для классификации грунтов в настоящее время используют СТБ 943 «Грунты. Классификация» [2] (ранее ГОСТ 25100 «Грунты. Классификация»).

Значимый вклад в изучение грунтов Беларуси и определение зависимостей между характеристиками грунтов внес И.А. Бусел [3, 4], чьи работы в основном посвящены песчаным и моренным пылевато-глинистым грунтам.

В связи с тем, что в основании более чем 30% зданий и сооружений, возводимых на территории Республики Беларусь, лежат пылевато-глинистые грунты озерного происхождения четвертичных отложений, а на их прочностные и деформационные свойства, как и всех пылевато-глинистых грунтов, большое влияние оказывает влажность, нами было решено вывести корреляционные зависимости прочностных характеристик (угла внутреннего трения φ , ° и удельного сцепления c , кПа) от показателя текучести I_L .

Ранее Т.В. Тронда и П.В. Кохан в работе [6] были выведены зависимости прочностных и деформационных характеристик пылевато-глинистых грунтов от показателя текучести (таблица 1) на основании ТКП 45-5.01-15-2005 «Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения» [7]. Однако, в ТКП 45-5.01-15-2005 значения нормативных характеристик озерно-ледниковых пылевато-глинистых грунтов приведены только для суглинков и глин, а значения для супесей отсутствуют. При этом полученные зависимости действительны только в интервале $-0,1 \leq I_L \leq 0,35$.

Таблица 1 – Зависимости, полученные по ТКП 45-5.01-15-2005 [6]

Генетический тип грунтов	Вид грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Формула
Озерно-ледниковые	суглинки и глины	c , кПа	$c = 26,8754 + \frac{54,8}{\exp(5,4348 \cdot I_L)}$
		φ , °	$\varphi = 14,5814 - \frac{3,1503}{\exp(5,4348 \cdot I_L)}$

Нами были выведены корреляционные зависимости $c = f(I_L)$ и $\varphi = f(I_L)$ для озерных супесей в диапазоне $-0,15 \leq I_L \leq 1,03$ и суглинков в диапазоне $-0,35 \leq I_L \leq 0,93$. Зависимости были получены на основе анализа данных 103 технических отчетов по инженерно-геологическим изысканиям, выполненным на территории Республики Беларусь за последние 15 лет УП «Геосервис», ООО «Геоплюс», ГП «НПЦ по геологии», ООО «ГеоСтройИзыскание», НЧПУП «БЕЛОРИТ», ООО «ГеостройИнвест», УП «ЦНТУС», «Геоспецпроект», Филиал «БЕЛОРУСНЕФТЬ – НЕФТЕХИМПРОЕКТ» (рис. 1). Полученные зависимости приведены в таблице 2 и на рис. 2-5. На рис. 4-5 зависимости сравнены с полученными ранее на основе ТКП 45-5.01-15-2005.



Рис. 1. – Карта Республики Беларусь с отмеченными местами инженерно-геологических изысканий, отчеты которых были рассмотрены в данной работе

Таблица 2 – Зависимости, полученные по инженерно-геологическим изысканиям

Генетический тип грунтов	Вид грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Формула
Озерно-ледниковые	супеси	c , кПа	$c = 31,014 - 12,356 \cdot I_L$
		φ , °	$\varphi = 25,941 - 2,9109 \cdot I_L$
	суглинки	c , кПа	$c = 39,239 - 17,366 \cdot I_L$
		φ , °	$\varphi = 22,831 - 3,2844 \cdot I_L$

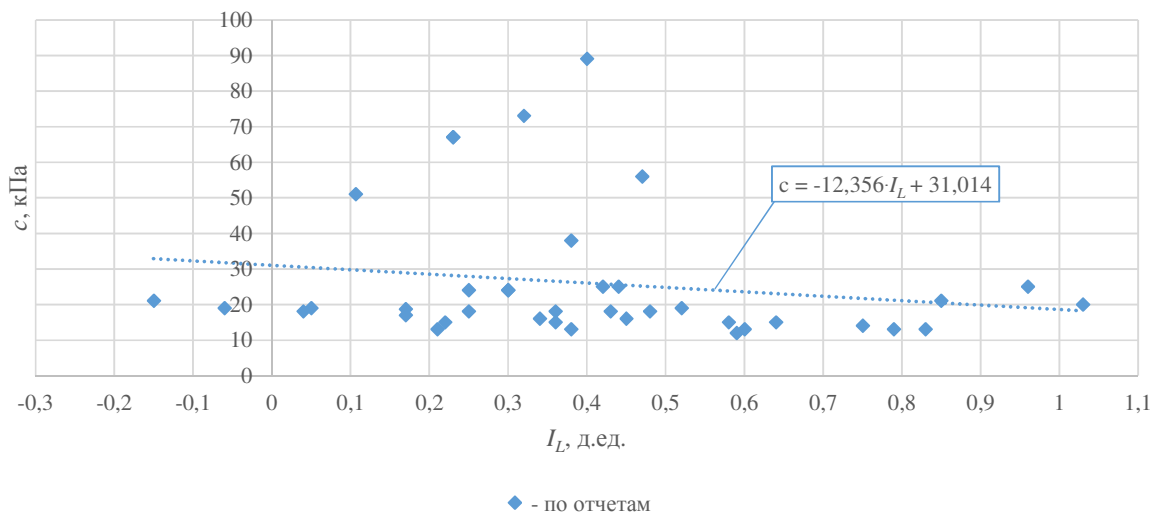


Рис. 2. – График зависимости $c = f(I_L)$ для супесей

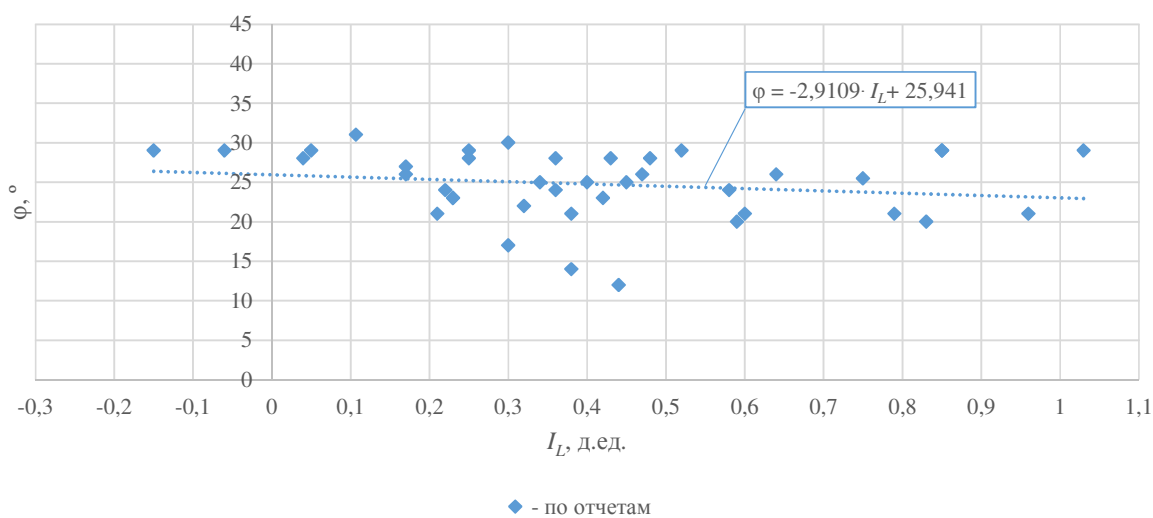


Рис. 3. – График зависимости $\varphi = f(I_L)$ для супесей

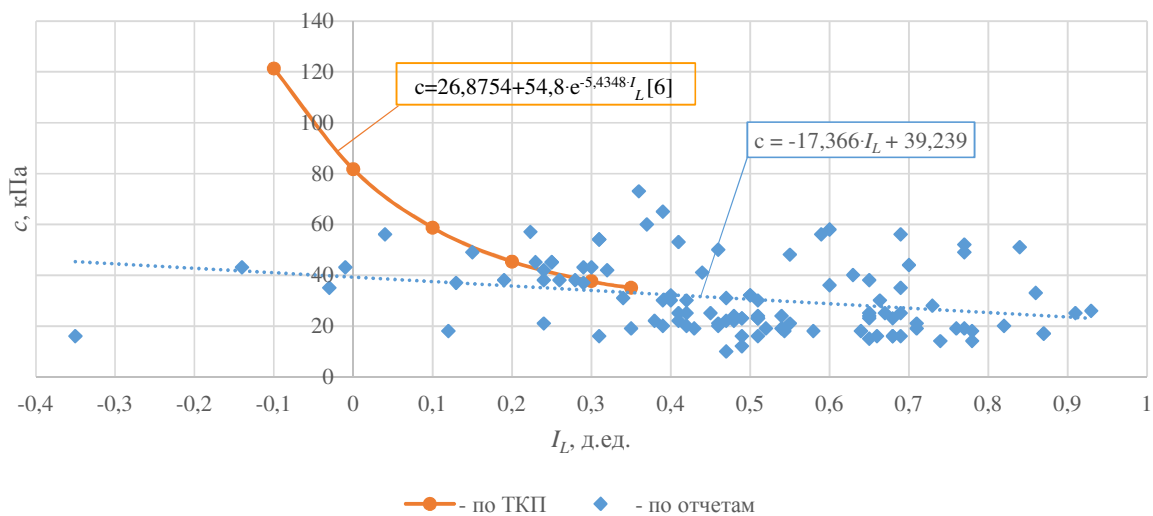


Рис. 4. – Графики зависимости $c = f(I_L)$ для суглинков

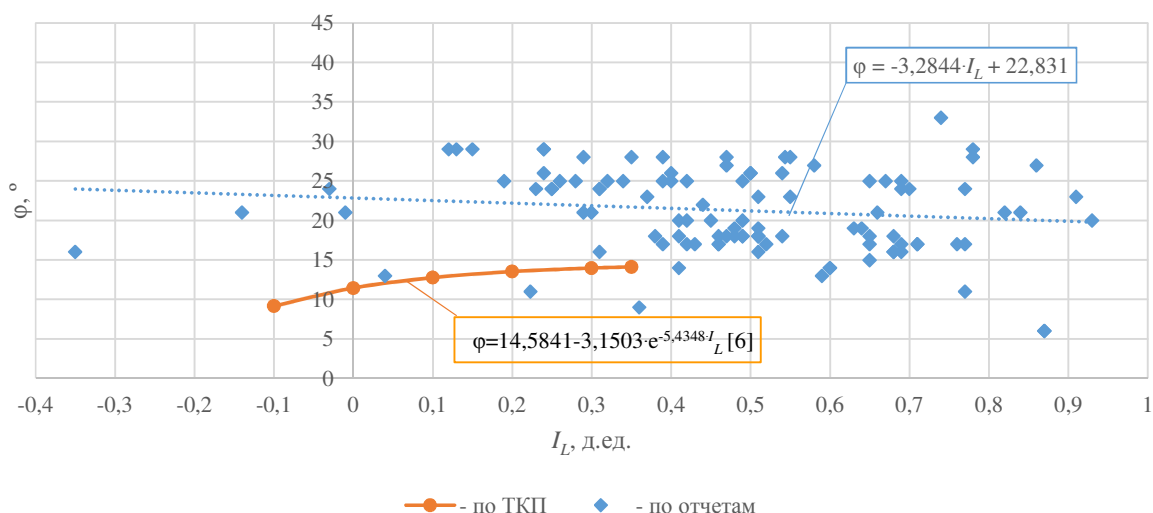


Рис. 5. – Графики зависимости $\varphi = f(I_L)$ для суглинков

Таким образом, в ходе работы были выведены корреляционные зависимости прочностных характеристик озерных пылевато-глинистых грунтов Беларуси от показателя текучести. Полученные зависимости $c = f(I_L)$ и $\varphi = f(I_L)$ применимы для супесей в диапазоне $-0,15 \leq I_L \leq 1,03$ и для суглинков в диапазоне $-0,35 \leq I_L \leq 0,93$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Dysli M., Steiner W. Correlations in soil mechanics / Presses polytechniques et universitaires romandes, 2011. – 92 p.
2. Государственный стандарт Республики Беларусь. Грунты. Классификация: СТБ 943-2007. – Введ. 18.07.2007. – Минск : Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 20 с.
3. Бусел И.А. Инженерно-геологические изыскания для строительства: основы методологии моногр. – Минск : Изд. Центр БГУ, 2015. – 393 с.
4. Бусел И.А. Прогнозирование строительных свойств грунтов / Белорус. гос. ин-т инженерных изысканий. - Мн. : Наука и техника, 1989. - 246 с.
5. Колпашников Г.А. Инженерная геология : учеб. пособие / Г. А. Колпашников. – Мн.: УП «Технопринт», 2004. – 134 с.
6. Тронда Т.В., Кохан П.В. Анализ зависимостей прочностных и деформационных характеристик пылевато-глинистых грунтов от показателя текучести // Геотехника Беларуси: наука и практика : материалы междунар. науч.-техн. конф., Минск, 23-26 окт. 2018 г. / Белорус. нац. техн. ун-т : сост.: В. А. Сернов [и др.]. – Минск, 2018. – С. 368-374.
7. Технический кодекс установившейся практики. Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения : ТКП 45-5.01-15-2005. – Введ. 19.09.2005. – Минск : Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2006. – 24 с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОГНОЗА УСТОЙЧИВОСТИ ПОДЗЕМНЫХ ВЫРАБОТОК

ЛАТЫШЕВ О. Г.¹

¹ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

Аннотация.

Актуальность. Прогноз устойчивости горных пород в выработке является важнейшей задачей проектирования технологии проходки подземных сооружений. Решение задачи существенно усложняется в условиях трещиноватых породных массивов, что требует специальных исследований.

Целью работы является совершенствование методов прогноза устойчивости на базе фрактальных исследований трещинной структуры горных пород.

Методология работы включает теоретический анализ условий устойчивости, экспериментальные исследования прочности и деформирования пород, фрактальный анализ трещинной структуры горных пород.

Результаты исследований. В работе рассматривается структура и содержание критерия устойчивости как отношения функций напряженно-деформированного состояния (НДС) массива и разрушаемости пород в выработке. Обсуждаются вопросы исследования НДС методом конечных элементов. В качестве модели блочного породного массива используется уравнение модуля деформации, учитывающее геометрическую характеристику трещин, где относительная площадь контактов берегов трещины оценивается ее фрактальной размерностью. Коэффициент концентрации напряжений на контуре выработки предлагается оценивать ее фрактальным коэффициентом формы. Показано, что в зависимости от уровня действующих напряжений может реализоваться объемное разрушение или сдвиг породы по трещине. Устойчивость пород при сдвиге определяется геометрией трещины, оцениваемой показателями ее извилистости и шероховатости. Данные показатели определяются фрактальным анализом спектра траектории трещин.

Выводы. Методические основы прогноза устойчивости заключаются в анализе соотношения функций НДС и разрушаемости пород, которые рассматриваются с позиций представления трещинной структуры и контура выработки как фрактальных объектов. Предлагаемые в работе характеристики позволяют повысить достоверность и точность прогноза устойчивости.

Ключевые слова: подземные выработки, горные породы, устойчивость, прогноз, фрактальные характеристики.

METHODOLOGICAL BASES FOR THE FORECAST OF THE STABILITY OF UNDERGROUND WORKING

LATYSHEV OLEG GEORGIEVICH¹

¹Ural state mining University

Abstract: Actuality. The prediction of the stability of rocks in the working is the most important task of designing the technology of sinking underground structures. The solution of the problem is significantly complicated under conditions of fractured rock massives, which requires special researching.

The aim of the work is to improve the methods for predicting stability on the basis of fractal researching of the fractured structure of rocks.

The methodology of the work includes a theoretical analysis of the stability conditions, experimental researches of the strength and deformation of rocks, fractal analysis of the fractured structure of rocks.

Researching results. The work examines the structure and content of the stability criterion as a relationship of the functions of strainly-deformed state of the massif and the dictruption of rocks in

the working. The issues of the researching of SDS by the finite element method are discussed. As a model of a block rock massif, an equation of deformation modulus is used, which takes into account the geometric characteristics of cracks, where the relative area of contact of the crack contour is estimated by its fractal dimension. The coefficient of strain concentration on the contour of working is proposed to be estimated by its fractal shape coefficient. It is shown that, depending on the level of acting strain, volumetric destruction or rock displace along a crack can occur. The stability of rock displace is determined by the geometry of the crack, evaluated by its tortuosity and roughness. These indicators are determined by fractal analysis of the crack trajectory spectrum.

Conclusions. The methodological basis for the prediction of stability lies in the analysis of the relationship between the functions of the SDS and the destruction of rocks, which are considered from the point of the representation of the fractured structure and the contour of working as fractal objects. The characteristics proposed in the work allow to increase the reliability and accuracy of the prediction of stability.

Key words: underground workings, rocks, stability, forecast, fractal characteristics.

Введение.

Исследование и обеспечение устойчивости пород в подземной выработке является важнейшей научной и практической задачей горного дела. В общем случае устойчивость горных пород в выработке определяется соотношением некоторой функции напряженно-деформированного состояния вмещающего выработку массива $F_1(T_\sigma)$ и функции прочностных и деформационных характеристик этого массива $F_2(\sigma, \varepsilon)$:

$$W = F_1(T_\sigma)/F_2(\sigma, \varepsilon). \quad (1)$$

В зарубежной практике для оценки устойчивости широко используются полуколичественные (рейтинговые) системы классификаций породных массивов (Бенявский [1], Лобчер [2], Хоек [3], Браун [4] и др.). Так в геомеханической классификации пород, предложенной Д. Лобчером (D. N. Laubscher [2]), в основу положен показатель трещиноватости в виде: $\Pi_T = \Pi_n + 40 (A \cdot B \cdot C \cdot D)$, где Π_n – показатель интенсивности трещиноватости, учитывающий число трещин и их систем; A, B, C, D – поправочные коэффициенты, учитывающие соответственно геометрию трещин (A), шероховатость контакта (B), изменение пород в зоне контакта (C), заполнитель трещин (D). Одной из наиболее известных и признанных в мировой практике является геомеханическая классификация RMR (рейтинг массива горных пород) З. Бенявски (Bieniawski Z. T) [1]. Здесь системой рейтингов оцениваются следующие факторы: прочность пород в образце, степень нарушенности пород по RQD, геометрия трещин, обводненность. По сумме рейтингов массивы разделяются на 5 классов, каждому из которых соответствуют допустимые пролеты обнажений. Идеи З. Бенявски получили дальнейшее развитие в работах Е. Хоека [3], Е. Брауна [5] и других исследователей. Они рассматривают и назначают рейтинги ряду других дополнительных факторов, например, шероховатости и извилистости трещин, их размерам и прерывистости, степени и качеству заполнения трещин и т. п. Так критерий устойчивости Н. Бартона (Barton N.R.) [6, 7] связан с определением характеристик массива и обоснованием выбора крепи через индекс качества Q . Критерий включает шесть параметров: RQD – параметр качества породы; J_n – количество систем трещин; J_r – показатель шероховатости трещин; J_a – показатель сцепления поверхности трещин; J_w – фактор уменьшения прочности при наличии воды в трещинах; SRF фактор снижения давления.

Указанные выше классификации широко используются, особенно в зарубежной практике, но имеют ряд существенных недостатков. Главным из них является определенный субъективизм в назначении рейтингов. Кроме того, многие из факторов можно оценить лишь по обнажениям пород, что невозможно на стадии проектирования. Нако-

нец, как и при других подходах к оценке устойчивости, различные классификации дают несопоставимые результаты, т. е. они более или менее надежны только для конкретных горно-геологических условий. В этой связи исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) породных массивов в настоящее время в связи с развитием компьютерных технологий производится численными методами. Для оценки устойчивости подземных выработок наиболее эффективным является метод конечных элементов (МКЭ) [8, 9]. Для его реализации применительно к трещиноватым породам необходим выбор соответствующего модельного представления массива, адекватно описывающего его деформационные характеристики.

Применительно к заданию условий использования метода конечных элементов требуются количественные оценки деформационной способности породных массивов с учетом их трещинной структуры. Основные способы и средства моделирования неоднородных изотропных массивов описаны в обобщающей работе В. Витке (Wittke W.) [10]. Применительно к условиям подземного строительства такие модели описаны в работе [5]. Наиболее распространенными являются: модель многослойной среды [11], модель с заданными плоскостями ослабления [12], модель массива как совокупности дискретных элементов [13].

В отечественной практике прогноза устойчивости используются следующие подходы. М. Г. Зерцаловым [14, 15] предлагается выделять элементарные блоки массива с единичной трещиной, представленной как единичный разрез конечной длины и заданной величиной раскрытия. Путем обобщения (интегрирования) характеристик всех элементов определяется эффективный модуль упругости всего массива. К. В. Руппенейтом [16] породный массив рассматривается как среда, в которой горные породы и трещины воспринимаются как отдельные слои с различными свойствами.

Таким образом, для прогноза устойчивости подземных выработок требуется выбрать адекватную модель и оценить НДС породного массива методом конечных элементов, т. е. определить содержание функции $F_1(T_\sigma)$ критерия устойчивости (1). С другой стороны необходимо установить характер разрушения пород в выработке, определяемый функцией $F_2(\sigma, \varepsilon)$.

Результаты исследований.

В общем случае породный массив имеет блочное строение, которое можно рассматривать как систему взаимодействующих структурных элементов. Для такой модели К. В. Руппенейтом [16] предложена оценка деформационной характеристики массива:

$$E = \frac{E_0}{1 + \sum_{i=1}^n \eta_i (1 - \sin^4 \Theta_i) \frac{L_i}{X_m} \cos \Theta}, \quad (2)$$

где E_0 – модуль упругости ненарушенного массива; Θ_i – угол падения трещин; L_i – расстояние между трещинами (размер боков); X_m – размер области влияния выработки; η_i – геометрическая характеристика трещин:

$$\eta = \frac{\delta}{\xi h}, \quad (3)$$

где δ – средняя ширина раскрытия трещины; ξ – относительная площадь контактов; h – толщина слоя ненарушенного материала, приходящегося на данную трещину; может быть принята как расстояние между трещинами (размер блока) L_i .

Величину модуля упругости E_0 можно определить по результатам скважинных испытаний или лабораторных исследований с учетом горного давления и строения массива [17]. Сложнее обстоит дело с оценкой геометрических характеристик трещин η_i . Расстояние между трещинами отдельности L_i определится натурными замерами и их статистической обработкой. Ширина зияния δ_i и относительная площадь контактов ζ_i показатели взаимосвязанные и их определение не столь очевидно. В отсутствие специальных исследований К. В. Руппенейт [16] рекомендует принимать $\zeta_i = 3 \cdot 10^{-4}$ как некоторую константу. Однако совершенно очевидно, что эта величина будет существенно различной для реальных трещин массива. Более того, она будет меняться в ходе деформирования массива. При этом следует учитывать величину дилатансии пород.

Для исследования данного вопроса выполнена серия аналитических и экспериментальных исследований деформирования трещиноватых пород при различных видах нагружения массива. По результатам сформирована статистическая модель деформации трещин отрыва и сдвига на основе их фрактального представления [18]. Как следует из анализа результатов моделирования и общего рассмотрения механизма деформации трещин, при сближении берегов трещины происходит разрушение зубьев ее шероховатости и, как следствие, выполаживание траекторий. Количественной оценкой кривизны трещины служит ее фрактальная размерность d_f . Ее величина определяется степенной зависимостью размера трещины L от масштаба измерения δ (закон Ричардсона) [19]: $L(\delta) = \alpha \delta^\beta$, где α - некоторая константа; β - отрицательный показатель степени. В логарифмических координатах ($\ln L = \beta \ln \delta + \ln \alpha$) уравнение Ричардсона изображается прямой с угловым коэффициентом: $\beta = 1 - d_f$. Поскольку в уравнении Ричардсона β - отрицательный показатель степени, то фрактальная размерность траектории трещины d_f будет строго больше ее топологической (евклидовой) размерности $d_f > (d = 1)$. Результаты реализации модели иллюстрируются примером сближения трещины в компьютерной модели (рис. 1).

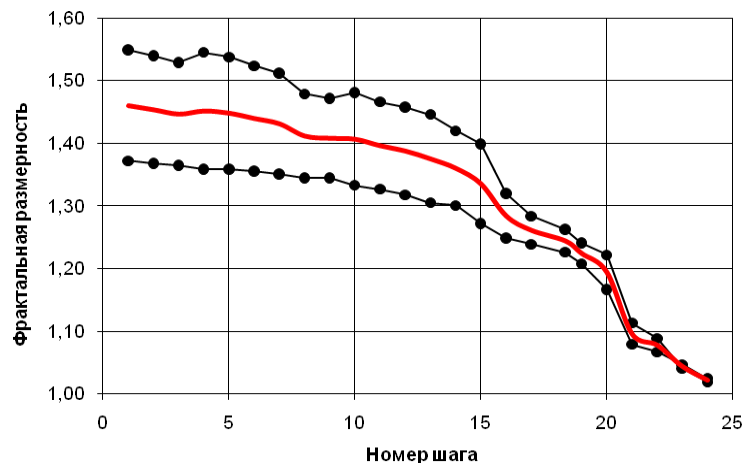


Рис. 1. Изменение фрактальной размерности берегов трещины по мере их сближения

Сопоставление фрактальной размерности берегов различных трещин с относительной площадью их соприкосновения показало следующее. Между относительным снижением разности фрактальных размерностей берегов трещин $\Delta d_f = |d_{f1} - d_{f2}|/d_{f0}$ 100 % и их относительной площадью контактов ξ наблюдается устойчивая связь.

$$\xi = k \exp(-b \Delta d_f). \quad (4)$$

Здесь d_{f0} – фрактальная размерность ее средней линии; k и b – эмпирические коэффициенты, зависящие от соотношения нормальных и сдвигающих деформаций и прочности берегов трещины. В частности, для представительного числа изученных трещин в скальных породах: $k = 1,2 \cdot 10^{-3}$ и $b = 0,13$.

Обобщение и статистический анализ множества реализаций модели для различных трещин и условий нагружения позволил установить закономерности и дать количественную оценку дилатансии пород [20], а также определить деформационные характеристики блочного массива [21].

Размер блоков, как и в целом, трещинная структура массива зависит от множества случайных независимых факторов, т. е. имеет вероятностную природу. Распределение породных блоков по размерам адекватно описывается уравнением Вейбулла:

$$F(L_i) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{b L_i}{a} \right)^m \right], \quad (5)$$

где L_i – размер рассматриваемого блока; a – среднее расстояние между трещинами отдельности (средний размер блока массива); b – параметр распределения (масштабный коэффициент); m – параметр распределения, характеризующий однородность массива.

Параметры распределения Вейбулла могут быть определены с помощью гамма-функции $\Gamma(x) = \int e^{-u} u^{x-1} du$. В частности, обобщение результатов инженерно-геологических исследований Юбилейного месторождения позволило определить характеристики трещинной структуры породного массива. По всей толще пород средний модуль трещиноватости составляет $J_T = 7,23$ 1/м при среднеквадратическом отклонении $S = 3,22$ 1/м. Коэффициент вариации размеров блоков $K_{\text{вар}} = 44,5$ %. Этим данным соответствуют параметры распределения Вейбулла: $b = 0,891$; $m = 2,31$.

Полученные результаты использованы в модели МКЭ. Средствами пакета компьютерных программ «Plaxis 3D Tunnel», в частности, исследовано НДС породного массива Юбилейного месторождения и произведено построение соответствующих диаграмм распределения напряжений и деформаций в окрестности выработки круглого сечения. Реальные выработки имеют сложную геометрию, и степень неровностей их контура определяют концентрацию напряжений в выработанном пространстве [22].

Выполненный нами анализ [23] показал, что наиболее адекватной оценкой данного фактора является *фрактальный коэффициент формы* подземной выработки:

$$k_f = \frac{4\pi S}{P_f^2}, \quad (6)$$

где S – площадь сечения подземной выработки; P_f – периметр выработки, полученной в ходе производства БВР.

Здесь в качестве S принимается площадь конформного отображения выработки, т. е. такого ее контура, отклонения от которого реального сечения равновероятны. Тогда, учитывая равную вероятность отклонения реального сечения выработок от ее конформного отображения, площадь S остается неизменной. А ее периметр P_f будет тем больше, чем выше степень неровностей контура. Истинный периметр сечения выработки (как бесконечно изломанной кривой) определится ее фрактальной размерностью d_f : $P_f = P_0^{d_f}$, где P_0 – проектный периметр выработки как геометрически правильной фигуры. Отсюда следует, что чем более изрезан контур выработки, тем больше его фрактальная размерность и периметр P_f ; тем меньше фрактальный коэффициент формы. Данная зависимость описывается уравнением:

$$K_{\sigma} = 2,24 k_f^{-0.1}. \quad (7)$$

Данная формула получена для гидростатического распределения горного давления на глубине заложения выработки. В случае расчета НДС описанным выше методом конечных элементов мы получаем значение коэффициента концентрации напряжений K_0 на контуре выработки идеально правильной геометрической формы. Тогда для учета реальных неровностей контура формула (7) будет представлена в виде:

$$K = K_0 - 0,13 \ln(k_f). \quad (8)$$

Здесь K_0 – коэффициент концентрации напряжений, определяемый в модели МКЭ для гладкого контура выработки. Знак «-» в формуле (8) отражает тот факт, что фрактальный коэффициент формы (k_f) заведомо меньше единицы.

Следующей задачей является определение условий разрушения горных пород в выработке. При рассмотрении соотношения действующих напряжений и прочности массива оценивается возможность объемного разрушения пород с образованием свода естественного равновесия и формирования области разрушения за счет сдвижения пород по трещинам. Характер разрушения определяется сопоставлением соответствующих паспортов прочности и действующего напряжения. На рис. 2 приведены паспорта прочности андезито-базальтового массива Юбилейного месторождения на глубине 96 – 115 м.

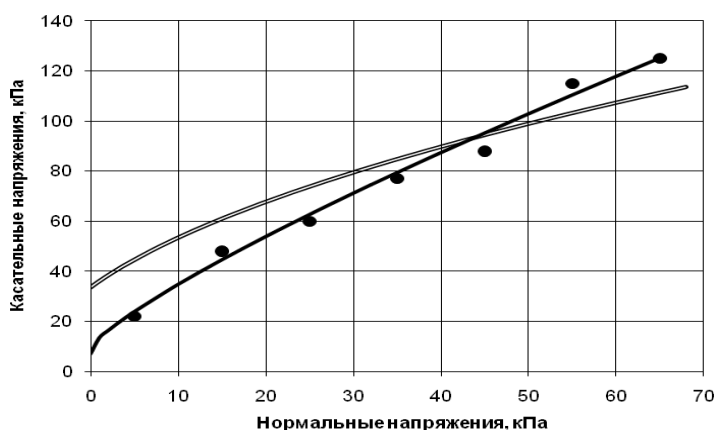


Рис. 2. Сопоставление паспортов прочности породного массива

Здесь кривая, обозначенная двойной линией, отражает паспорт прочности пород при объемном разрушении. Другая кривая характеризует разрушение пород при сдвиге по трещине. Здесь точками отмечены данные, полученные в результате экспериментального исследования процесса сдвига. Пересечение графиков наблюдается при $\sigma = 43$ кПа. Следовательно, при меньших нагрузках разрушение массива будет происходить за счет сдвига по трещине. При нормальных усилиях сжатия $\sigma > 43$ кПа сцепление по плоскостям трещины возрастет настолько, что потеря устойчивости обнажения произойдет за счет объемного разрушения самого тела массива, а не по трещине.

Процесс сдвига породы по трещине определяется двумя механизмами - раздвижка берегов трещины при их подъеме по линии волнистости (дилатансия) и срезанием мелких зубцов шероховатости. Для выделения стадий сдвига с преобладающим влиянием волнистости и шероховатости Н. Бартон (Barton N.) [24, 25] предложил описывать огибающую предельных кругов напряжений ломаной линией, участки которой

соответствуют различным уровням нормальных напряжений. Причем пороговое значение напряжений σ^* зависит от геометрии (морфологии) трещин. В принятой в отечественной литературе системе обозначений это значение определится выражением [26]:

$$\sigma^* = \sigma_{\text{тр}}/10^{(\alpha_B/K_{\text{ш}})}, \quad (9)$$

где $\sigma_{\text{тр}}$ – прочность при сжатии материала стенок трещины; α_B – угол волнистости (град.); $K_{\text{ш}}$ – коэффициент шероховатости.

На первом этапе сдвига (при $\sigma < \sigma^*$) паспорт прочности опишется уравнением:

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg}[\varphi_{\text{ост}} + K_{\text{ш}} \lg(\sigma_{\text{тр}}/\sigma)] + C. \quad (10)$$

На втором этапе (при $\sigma > \sigma^*$):

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg}[\varphi_{\text{ост}} + \alpha_B] + C. \quad (11)$$

Определяющими параметрами здесь являются характеристики геометрии трещины: α_B – угол волнистости и $K_{\text{ш}}$ – коэффициент шероховатости. Для выделения и количественной оценки извилистости и шероховатости трещин производится спектральный анализ их траектории в представлении трещины как фрактального объекта [17]. В результате такого анализа определяется величина топотезы L_0 как наименьшего элемента трещины, формирующего ее траекторию. Установлено, что границей разделения элементов извилистости и шероховатости является значение топотезы $L_0 = 10^{-5}$ м. Линия извилистости описывается набором кусочно-линейных функций, усредненные угловые коэффициенты которых оценивают коэффициент извилистости α_B . Коэффициент шероховатости определяется фрактальной размерностью d_f траектории трещины:

$$K_{\text{ш}} = 0,5 d_f^{5,2}. \quad (12)$$

Полученные в уравнениях (10, 11) значения угла внутреннего трения φ и сцепления C используются для прогноза устойчивости выработки при сдвиге породы по трещине. В плоской задаче для оценки устойчивости используется широко применяемый со времен Кулона метод «отсеков». Применительно к подземной выработке он адаптирован в работе [27]. Очертания контура вывала разделяются вертикальными сечениями на n отсеков. Силы сопротивления сдвигу внутри каждого отсека определяются трением по плоскости сдвига $W_i \cos \theta \text{ tg } \varphi$, сцеплением $C/\cos \theta$ и сопротивлением сдвигу, создаваемым отпором крепи $q \cos \theta$. Здесь W_i – вес каждого отсека. Критерий устойчивости получается суммированием усилий по n отсекам:

$$F = \frac{\sum W_i \cos \theta \text{ tg } \varphi + n C / \cos \theta + n q \cos \theta}{\sum W_i \sin \theta}. \quad (13)$$

По формальным признакам выработка будет устойчивой, если $F > 1$. Однако в силу принятых при расчете допущений необходимо вводить некоторый запас устойчивости. В работе [27] предлагается следующая классификация породных обнажений по устойчивости: относительно устойчивые: $F > 2,0$; средней устойчивости: $F = 1,2-2,0$; слабой устойчивости: $F = 0,6-1,2$; неустойчивые: $F < 0,6$.

При прочих равных условиях критерий устойчивости во многом зависит от угла падения трещины θ . Так при оценке устойчивости подземной выработки для горно-

геологических условий проходки квершлага рудника «Сафьяновская медь» получена следующая зависимость (рис. 3).

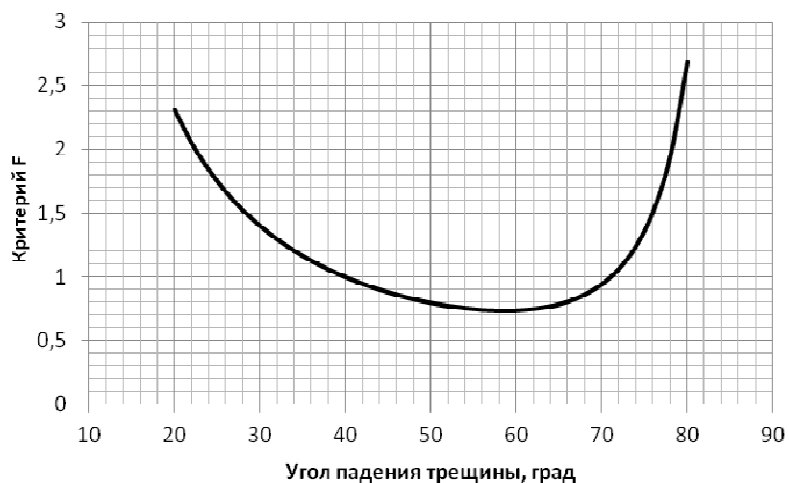


Рис. 3. Влияние угла падения трещины на устойчивость пород в выработке

График показывает, что для данных условий наиболее опасны трещины с углом падения 60 град. Напротив, углы менее 22 и более 78 градусов имеют $F > 2$, т. е. породы устойчивые и выработка может не крепиться.

Заключение.

Таким образом, прогноз устойчивости подземных выработок основывается на определении функций напряженно-деформированного состояния породного массива и функции разрушаемости пород. Функция НДС исследуется методом конечных элементов с представлением блочной структуры массива как фрактального объекта. Разрушаемость пород в выработке оценивается с позиций объемного разрушения и сдвига породы по трещине.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Bieniawski Z. T. Estimating the strength of rock materials // Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 74, 1974, P. 312-320.
2. Laubscher D.H. Geomechanistic classification system for rating of rock mass in mine design // Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, 1990. v. 90. No 10. P. 257 – 273.
3. Hoek E., Bray J.W. Rock Slope Engineering / 3rd ed. - London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981. – 358 p.
4. Hoek E, Brown ET. Practical estimates of rock mass strength. // International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. No 34 (8), 1997. P. 1165-1186.
5. Brady B., Brown E. Rock Mechanics for Underground mining. Third edition. Kluwer Academic Publishers, 2004. – 688 p.
6. Barton N.R., Bandis S.C. Effect of block size on the shear behavior of jointed rock // 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley. 1982. P. 739 – 760.
7. Barton N.. Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2013. No. 5(4). P. 249-261.
8. Зенкевич О., Чанг И. Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред. Пер. с англ. –М.: Недра, 1974. – 240 с.
9. Стерлинд Л. Применение метода конечных элементов. Пер. с англ. – М.: Мир, 1979. – 393 с.

10. Wittke W. Rock Mechanics Based on and Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM). Wilhelm Ernst & Sohn. 2014. 865 p.
11. Karstunen M., Pande G. N. Strain localization in granular media using multilaminate framework / Application of computational mechanics in geotechnical engineering. 1997. P. 149-173.
12. Zienkiewicz O. C., Pande G. N. Time-dependent multilaminate model of rock: A numerical study of deformation and failure of rock masses / International journal for numerical and analytical methods on geomechanics. 1997. Vol. 1. P. 219-247.
13. Vazaios L., Farahmand K., Vlachopoulos N., Diederichs M. S. Effects of confinement on rock mass modulus: A synthetic rock mass modelling (SRM) study / J. of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol. 10, No 3. 2018. P. 436-456.
14. Зерцалов М. Г. Механика скальных грунтов и скальных массивов. –М.: ИД «Юриспруденция», 2003. – 184 с.
15. Зерцалов М. Г. Механика грунтов (введение в механику скальных грунтов). – М.: Ассоциация строительных вузов, 2006. – 364 с.
16. Руппенейт К. В. Деформируемость массивов трещиноватых горных пород. –М.: Недра, 1975. – 223 с.
17. Латышев О. Г., Корнилков М. В. Исследование трещинной структуры горных пород как фрактального объекта. Saarbrücken, Germanu: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2015. – 156 с. ISBN: 978-3-659-80970-5.
18. Латышев О. Г., Прищепа Д. В., Франц В. В. Статистическое моделирование природных трещин // Изв. вузов. Горный журнал. - 2016. –№5. – С. 38-45.
19. Mandelbrot B. The Fractals Geometry of Nature / San Francisco/ Freeman, 1982. – 460 p.
20. Латышев О. Г., Прищепа Д. В. Исследование дилатансии при сдвиге горных пород по трещине // Изв. вузов. Горный журнал. - 2016. –№4. – С. 55-59.
21. Латышев О. Г., Прищепа Д. В. Прогноз деформационных характеристик трещиноватого породного массива // Изв. вузов. Горный журнал. - 2017. –№1. – С. 80-86.
22. Баклашов И. В., Картозия Б. А. Механика горных пород. –М.: Недра, 1975. –271 с.
23. Латышев О. Г., Прищепа Д. В. Фрактальный коэффициент формы подземных выработок // Изв. вузов. Горный журнал. - 2017. –№8. – С. 53-57.
24. Barton N.R., Bandis S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice // Rock joints: Proc. Int. Symp. on Rock Joints / N. Barton, O. Stephansson, eds. - Rotterdam: Balkema, 1990. – P. 603-610.
24. Barton N.. Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2013. No. 5(4). P. 249-261.
26. Речицкий В. И., Эрлихман С. А. Современные методы определения прочности на сдвиг по трещине // Геоэкология. -1997. №5. – С. 102-114.
27. Механика подземных сооружений. Пространственные модели и мониторинг / Протосеня А. Г., Огородников Ю. Н., Деменков П. А. и др. – СПб: СПГГУ-МАНЭБ, 2011. – 355 с.

УДК 622.272

ОПЫТНО-ПРОМЫШЛЕННЫЕ ИСПЫТАНИЯ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ В УСЛОВИЯХ ШАХТЫ «СОКОЛОВСКАЯ» (КАЗАХСТАН)

ХЛЕБНИКОВ П. К.¹

¹АО «Соколовско-Сарбайское горно-обогатительное производственное объединение (ССГПО)» (Республика Казахстан)

Аннотация.

Введение. Обеспечение устойчивости выработок является важнейшей задачей проектирования разработки месторождений полезных ископаемых подземным способом. Ситуация осложняется при попадании выработок в зону влияния очистных работ. Опыт эксплуатации выработок в условиях шахты «Соколовская» свидетельствует о потере устойчивости выработок в данных условиях. Возникает необходимость усиления используемой рамной крепи анкерами.

Для проверки работоспособности предложенных конструкций рамно-анкерной крепи проведена серия опытно-промышленных испытаний.

Методология: измерения деформаций элементов крепи ступенчатые индикаторы нагрузки производства фирмы BWZ, аналитические исследования развития деформаций элементов крепи во времени.

Результаты исследования. В работе приведена методика измерений и результаты опытно-промышленных испытаний рамно-анкерных крепей в условиях шахты «Соколовская». Показано, что стойку крепи можно рассматривать как своего рода датчик, измеряющий горизонтальную (боковую) деформацию пород. Решается обратная задача - по максимальному изгибающему моменту M_x , действующему в раме крепи определить боковую нагрузку на крепь. Выполнен анализ процесса развития деформации во времени работы крепи. Установлены соответствующие реологические характеристики.

Выводы. В сложных условиях влияния на устойчивость выработок очистных работ требуется усиление рамной крепи анкерами. Анализ проведенных опытно-промышленных испытаний показывает адекватность разработанной методики оценки параметров рамно-анкерной крепи и работоспособность ее конструкции.

Ключевые слова: рамно-анкерная крепь, усиливающие элементы, опытно-промышленные испытания.

EXPERIMENTAL INDUSTRIAL TESTS OF FRAME-ANCHOR FIXTURE IN THE CONDITIONS OF THE MINE "SOKOLOVSKAYA" (KAZAKHSTAN)

KHLEBNIKOV P. K.¹

¹ JS "Sokolovsk-Sarbayskoye mining and processing production

Abstract: Introduction Ensuring the sustainability of workings is the most important task of designing the working of mineral resources by underground mining. The situation is complicated when the workings get into the zone of influence of sewage works. The experience of the workings in the conditions of the Sokolovskaya mine indicates the loss of stability of the workings .

It occurs the necessity to strengthen the frame fixture with the anchors. For the checking of working capacity the proposed construction of frame anchor fixture, a series of experimental industrial testing was carried out.

Methodology: measurements of deformations of fixture elements, step indicators of the load produced by BWZ, analytical studies of the development of deformations of fixture elements in time.

The results of the researchers. The paper presents the measurement technique and the results of experimental tests of frameanchor fixture in the conditions of the Sokolovskaya mine. It is shown that the support bar can be considered as a kind of sensor measuring the horizontal (lateral) deformation of rocks. The inverse problem is solved - by the maximum bending moment M_x , acting in the frame fixture, to determine the lateral load on the fixture. The analysis of the process of the development of deformation of fixture working has been done . The corresponding rheological characteristics has been established.

Conclusion. In difficult conditions, the influence on the sustainability of the workings of sewage works requires the strengthening of frame anchor fixture. The analysis of the experimental tests shows the adequacy of the developed methods for assessing the parameters of the frame anchor fixture and the working capacity of its construction.

Key words: frame and anchor fixture, reinforcing elements, experimental industrial testing.

Введение.

Для обеспечения устойчивости подземных выработок шахты «Соколовская» используются рамные крепи из спецпрофиля СВП-22. Равномерное распределение напряжений в элементах крепи обеспечивается узлами податливости в виде расклинивающих элементов. Расчет параметров крепи производился на основе исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) вмещающего выработки породного массива [1]. Однако по мере отработки месторождения капитальные выработки попа-

дают в зону влияния очистных работ, что сопровождается концентрацией напряжений и потерей несущей способности крепи (рис. 1).



Рис. 1. Характерный вид нарушений стоек крепи

Для предотвращения этого выполнены исследования изгибающих моментов в рамах крепи с помощью разработанной на кафедре шахтного строительства УГГУ компьютерной модели [2]. На основании этого предложено введение в стойки крепи усиливающих элементов в виде анкеров. Разработана методика оценки параметров рамно-анкерной крепи [3] и произведена установка усиливающих анкеров на аварийных участках выработок. Для проверки адекватности методики расчета и работоспособности рамно-анкерной крепи проведена серия опытно-промышленных испытаний.

Методика исследования.

Процесс установки и испытания рамно-анкерной крепи состоял из двух этапов: 1 этап - установка металлической арочной крепи; 2 этап - установка анкерных соединительных узлов. Через 5-7 дней твердения бетона производилась подтяжка гаек в соединительных узлах.

Для проверки работоспособности комбинированной рамно-анкерной крепи в анкерных соединительных узлах были установлены датчики – ступенчатые индикаторы нагрузки (в дальнейшем «индикатор») производства фирмы BWZ, которые служили для определения нагрузки в соединительных анкерных узлах. Индикатор устанавливался между анкерной гайкой и анкерной планкой (опорной шайбой), которые при увеличении нагрузки на анкерную крепь деформируются. Это позволяет осуществлять контроль за состоянием крепи выработок, и своевременно получать информацию о необходимости усиления крепления на контрольном участке горной выработки.

Индикатор (рис. 2) имеет 2 ступени, которые на основе их конструкции имеют различные моменты сопротивления (по ступеням) и каждая, в зависимости от нагрузки, по-разному реагирует (каждая ступень деформируется при определённой нагрузке).



Рис. 2. Общий вид типовых индикаторов

Характеристики применяемых индикаторов приведены в табл. 1.

Таблица 1 – Характеристика индикатора нагрузки

3-х ступенчатый индикатор	Тип 6
Число ступеней нагрузки	2
Активация (деформация) ступени №1	50 кН
Активация (деформация) ступени №2	100 кН
Диаметр в области анкера	< 22 мм
Длина индикатора	60 мм

Индикатор имеет на своих концах центрирующее устройство (заложено конструктивно), что позволяет его использовать на различных анкерах (имеющих различные гайки). Индикаторы различных типов имеют различные цвета, для того, чтобы различать нагрузку и диаметр используемых анкеров.

Результаты исследования.

Стойку крепи можно рассматривать как своего рода датчик, измеряющий горизонтальную (боковую) деформацию пород. Тогда представляется возможным решение обратной задачи: по максимальному изгибающему моменту M_x , действующему в раме крепи (в нашем случае – в стойке) определить боковую нагрузку на крепь. Величина напряжений:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_z}, \quad (1)$$

где W_z – момент сопротивления крепи (определится типом спецпрофиля).

Для оценки совместной работы крепи и породного массива определяющим фактором является развитие деформаций со временем стояния крепи. Количественной мерой этого процесса служит уравнение наследственной ползучести Больцмана-Вольтерра [4, 5]. Действующее в данный момент времени t напряжение $\sigma(t)$ вызовет, в свою очередь, мгновенную деформацию:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma(t)}{E_0} \quad (2)$$

где E_0 – жесткость крепи.

Полная деформация в данный момент t составит:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} + L(t - \tau) \cdot \sigma(\tau) \cdot \Delta t \quad (3)$$

Если в предшествующий период $(t - \tau)$ тело находилось непрерывно под нагрузкой, то уравнение наследственной ползучести примет вид

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} + \int_0^t L(t - \tau) \cdot \sigma(\tau) \cdot dt \quad (4)$$

Здесь первое слагаемое представляет собой мгновенную деформацию в момент t , а второе – деформацию, вызванную ползучестью под действием переменного во времени напряжения $\sigma(\tau)$. Функция $L(t - \tau)$ называется ядром ползучести и характеризует влияние на деформацию в момент t нагрузки, приложенной ранее в момент τ . наилучшее приближение к опытным данным дает ядро ползучести в виде функции Абеля:

$$L(t - \tau) = \delta \cdot (t - \tau)^{-\alpha} \quad (5)$$

где δ и α – параметры ядра ползучести (свойства горной породы).

Применительно к измеряемой в опыте величине прогиба крепи Y уравнение ползучести запишется в виде:

$$Y(t) = Y_0 + Y_0 \cdot \left(\frac{\delta}{1 - \alpha} \right) \cdot t^{1-\alpha} \quad (6)$$

где Y_0 – прогиб крепи в момент установки датчика.

Для определения параметров ползучести α и δ преобразуем данное уравнение к виду:

$$\frac{Y(t) - Y_0}{Y_0} = \frac{\Delta}{Y_0} = \left(\frac{\delta}{1 - \alpha} \right) \cdot t^{1-\alpha} \quad (7)$$

В логарифмических координатах это выражение преобразуется в уравнение прямой:

$$\ln\left(\frac{\Delta}{Y_0}\right) = \ln\left(\frac{\delta}{1 - \alpha}\right) + (1 - \alpha) \cdot \ln(t) \quad (8)$$

Таким образом, указанная процедура позволяет определить величину параметров ползучести α , δ и по их значениям оценить развитие совместной деформации крепи

и породного массива – уравнение (4). На рис. 3 в качестве примера показан график уравнения (8) по результатам наблюдения одной из стоек крепи усиленной двумя анкерами.

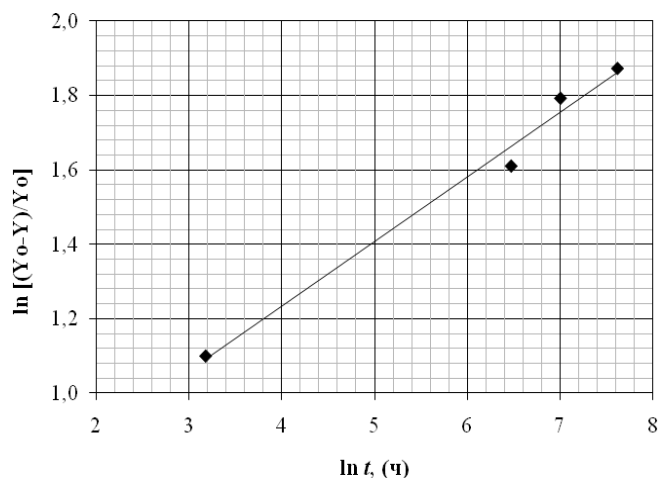


Рис. 3. Логарифмическая зависимость деформации от времени стояния крепи

Для данных условий параметры ядра ползучести: $\alpha = 0,826$; $\delta = 0,298$.

Согласно проведенных наблюдений в период с февраля 2016 года по август 2016 года в выработках с рамно-анкерной крепью на 4 контрольных рамах, деформации большинства стоек не превысили 6 мм (что соответствует величине реакции в 25-27 кН). Крезь выработок находится в удовлетворительном состоянии.

Выводы.

В условиях влияния очистных работ установленные крепи с расклинивающими элементами не обеспечивают устойчивость выработок. Для усиления крепей рекомендуется установка анкеров. Расчет параметров анкерного крепления производится методом сил. Такая крепь является n раз статически неопределимой системой, в которой усиливающие анкера играют роль дополнительных опорных связей.

Применение управляющих воздействий в сочетании расклинки и анкеров существенно снижают изгибающие моменты в крепи, что дает возможность увеличить шаг установки крепи или применять их облегченные типы (спецпрофилей меньших номеров).

Результаты проведенных опытно-промышленных испытаний рамно-анкерной крепи показали адекватность предлагаемых расчетных методов и эффективность работы предлагаемых конструкций крепей.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Глубоковских Ю. С., Хлебников П. К., Корнилков М. В. Выбор рациональных управляющих силовых воздействий при использовании металлических арочных крепей на шахте «Соколовская» // Изв. вузов. Горный журнал. - 2015. – №4. – С. 32-36.
2. Корнилков М. В. Управление напряженно-деформированным состоянием арочных крепей // Изв. вузов. Горный журнал. - 1996. - № 12. - С.52-56.
3. Хлебников П. К., Корнилков М. В. Обоснование рациональных способов усиления металлических арочных крепей на шахте «Соколовская» в сложных горно-геологических условиях // Изв. вузов. Горный журнал. - 2015. – №6. – С. 12-16.
4. Ержанов Ж. С. Теория ползучести горных пород и ее приложения. –Алма-Ата: Наука, 1964. –176 с.
5. Латышев О. Г. Разрушение горных пород. – М.: Теплотехник, 2007. – 672 с.

ОЦЕНКА АКТИВИРУЕМЫХ ВЗРЫВОМ НАРУШЕНИЙ В ГОРНЫХ ПОРОДАХ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ БУРОВЗРЫВНЫХ РАБОТ

ЛАТЬШЕВ О. Г.¹, ЧИСТЯКОВ Н. А.², МАЛОЗЕМОВ А. С.²

¹ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

²ОАО «Ураласбест», г. Асбест

Аннотация.

Актуальность. Буровзрывные работы (БВР) являются определяющим процессом при разработке скальных горных пород. Эффективность разрушения пород взрывом во многом зависит от трещинной структуры разрушаемого массива и прежде всего активируемых взрывом нарушений, оценка которых позволяет обоснованно назначать оптимальные параметры БВР.

Целью работы является совершенствование проектирования БВР на основе оценки активируемых взрывом нарушений горных пород.

Методология включает аналитические и экспериментальные исследования взрываемости горных пород, моделирование процесса.

Результаты исследований. В работе рассмотрены теоретические аспекты формирования гранулометрического состава продуктов дробления пород взрывом. Установлено уравнение двухмодального распределения кусков породы по размерам, параметры которого определяются путем анализа результатов взрыва. Показана возможность оценки относительного вклада в процесс разрушения прямой ударной волны и отраженной от свободной поверхности. Предлагается методика оценки концентрации активируемых нарушений по результатам физического моделирования дробящего действия взрыва. Выполнена серия экспериментов по моделированию взрывного дробления известняков Урала.

Выводы. Полученные результаты позволяют прогнозировать результаты взрыва для конкретных пород и свидетельствуют о работоспособности предлагаемой методики. Методика оценки активируемых взрывом нарушений является базой для проектирования оптимальных параметров БВР при открытой разработке месторождений полезных ископаемых.

Ключевые слова: буровзрывные работы, активируемые нарушения, гранулометрический состав, моделирование.

THE ASSESSMENT OF BREAKINGS ACTIVATED WITH EXPLOSION IN MINING ROCKS FOR DESIGNING OF RATIONAL PARAMETERS OF DRILLING-AND-BLASTING WORKS

LATYSHEV OLEG GEORGIEVICH¹, CHISTYAKOV N. A.¹, MALOZEMOV A. S.¹

¹Ural state mining University

²JSC "URALASBEST"

Abstract.

Actuality. Drilling- and- blasting works (DBW) are a defining process during mining of rocky rocks. The efficiency of breaking of rocks by an explosion largely depends on the fractured structure of the destroyed massif and, first of all, activated by the explosion, the assessment of which makes it possible to reasonably designate the optimal parameters of drilling- and- blasting.

The aim of the work is to improve the project of drilling- and- blasting on the basis of the assessment of breakings of rocks activated by the explosion.

The methodology includes analytical and experimental researches of rock explosiveness, modelling process.

Researching results. The work discusses the theoretical aspects of the formation of the granulemetric content of the products of crushing rocks by an explosion. The equation of two-modal distri-

bution of rock pieces by size has been established, the parameters of which are determined by analyzing of the results of the explosion. The possibility of estimating of the relative contribution to the process of destruction of a direct and reflected blast wave from a free surface is shown. A methodology for estimating the concentration of activated breaking based on the results of a physical modelling of the crushing action of an explosion is proposed. A series of experiments on modelling of the explosive crushing of the limestones in the Urals has been done.

Conclusion. The results allow us to predict the results of the explosion for specific rock and testify the efficiency of the proposed method. The method of evaluation of breaking activated by the explosion is the basis for the projects of optimal parameters for drilling- and- blasting in the open working of mineral resources.

Key words: drilling- and- blasting operations, activated breakings, granulometric content, modelling.

Введение.

Характер разрушения горных пород во многом определяется трещинной структурой разрушаемого массива. Применительно к процессу взрыва академик Е. И. Шемякин [1] выделяет зоны макро- и микротрещиноватости. Причем зона микротрещиноватости перекрывает (в 2 раза) зону макротрещин. Вследствие этого утверждается, что радиус действия взрыва много больше того, что обычно учитывают на практике. Более того, микротрещины за пределами зоны дробления образуют зону предразрушения. Указывается на практическую важность изучения закономерностей образования данной зоны, поскольку ее наличие облегчает разрушение горных пород при последующих взрывах, в частности, при короткозамедленном взрывании.

В соответствии с теорией академика М. А. Садовского [2] породные массивы представляют собой самоподобную иерархическую структуру. В основу такой модели положено блочное строение пород и массивов как совокупности кубических структурных элементов. В простейшем случае каждый уровень иерархии i определяется путем удвоения длины каждого из ребер такого куба. В качестве нулевого уровня иерархии принимается атомарный масштаб, а в качестве физической основы – кинетическая теория прочности. В соответствии с этой теорией при отсутствии внешнего воздействия элементарные акты разрушения и восстановления атомных связей компенсируют друг друга и происходят независимо. Разрушение тела наступает при таком уровне напряжений σ , когда за время восстановления n_i разрушенных элементов разрушится два и более соседних элементов. На любом уровне иерархии i разрушение определяется величиной концентрационного критерия:

$$K = R_i/L_i, \quad (1)$$

где R_i – среднее расстояние между трещинами; L_i – средний размер трещины.

Доказывается, что разрушение наступает при $K = K_{кр} \approx 2,7$.

В объемной задаче вероятностный критерий разрушения можно представить в виде:

$$C(L) = L_i^3/R_i^3. \quad (2)$$

Его можно определить как концентрацию трещин размером L_i . Причем в данном случае R_i следует понимать не как расстояние между трещинами, а как линейный размер тела i -го уровня иерархии, т. е. R_i^3 имеет смысл разрушаемого объема горной породы. Величина $C(L)$ рассматривается в качестве вероятности $P_i = C(L_i)$ появления трещины размером L_i . Доказывается, что в момент разрушения любого i -го уровня иерархии эта вероятность одинакова и составляет приблизительно $P_{кр} \approx 0,05$.

Результаты исследований

Таким образом, процесс дробления горных пород взрывом можно представить как вероятностный переход больших структур на меньшие. Учитывая свойство самоподобия, это явление следует рассматривать с фрактальных позиций [3]. Фрактальная геометрия трещин определяет величину разрушающих напряжений, создаваемую взрывом [4].

При анализе результатов взрыва с термокинетических и термодинамических позиций авторы работы [5] отмечают важное обстоятельство. Помимо поверхности образовавшихся при взрыве кусков, внутри них также образуются новые поверхности не слившихся трещин, на что тратится немалая энергия взрыва. Для учета этого предлагается использовать предложенный С. Н. Журковым [6] критерий в виде:

$$K = \sqrt[3]{\frac{1}{\sum n_i l_i}}, \quad (3)$$

где n_i – концентрация в единице объема не слившихся трещин длиной l_i .

Данный критерий определяет вид и характер распределения размеров кусков продуктов дробления, т. е. параметры гранулометрического состава разрушенных пород.

В соответствии с теорией хрупкого разрушения А. Гриффитса [7] процесс разрушения определяется ростом единственной «магистральной» трещины. Однако при взрыве в горную породу вносится настолько большая порция энергии, что расти начинает множество трещин. Они носят название «активируемых нарушений». При этом активируются не только трещины, но и другие виды дефектов в виде дислокаций и их скоплений (кластеров).

Впервые наличие дефектов в разрушаемом объеме предложил учитывать Гилвари [8]. Основываясь на теории хрупкого разрушения (теории Гриффитса), он использовал уравнение грансостава в виде распределения Пуассона:

$$F(x) = 1 - \exp(-Gx), \quad (4)$$

$$G = \gamma_1 L + \gamma_2 S + \gamma_3 V, \quad (5)$$

где L , S , V – длина, площадь и объем разрушаемого тела; γ_1 , γ_2 , γ_3 – средние концентрации линейных, поверхностных и объемных дефектов.

Развивая идеи Гилвари, В. А. Безматерных [9] предложил следующую интегральную функцию гранулометрического состава при дроблении горных пород взрывом:

$$F(x) = 1 - \exp[-(\alpha_0 + \alpha) \cdot x], \quad (6)$$

где α_0 – константа, пропорциональная средней концентрации активируемых нарушений любого типа; $\alpha = \beta \cdot I$; I – удельный импульс взрыва; β – коэффициент условий взрыва.

Применительно к часто встречающемуся на практике двухмодальному распределению им предложена функция:

$$F(x) = \omega_1 F_1(x) + \omega_2 F_2(x); \quad (7)$$
$$\omega_1 + \omega_2 = 1.$$

Физическая интерпретация данного распределения с позиций необратимости процесса разрушения (возрастания энтропии) позволила установить следующее. Вероятностная функция $F_1(x)$ описывает распределение кусков разрушенной породы по размерам x , образованных действием прямой взрывной волны. Функция $F_2(x)$ характеризует распределение кусков, образованных действием волны, отраженной от свободной поверхности. Множители ω_1 и ω_2 количественно характеризуют долю первого и второго механизмов при дроблении горных пород взрывом. Очевидно, что для различных условий взрывания эти доли могут существенно меняться и при ω_1 или ω_2 близких к нулю можно получить чисто одномодальное распределение.

На основании большого числа экспериментальных исследований установлено, что для скальных пород функции уравнения (7) можно описать формулами:

$$F_1(x) = 1 - \exp(-\gamma_1 x). \quad (8)$$

$$F_2(x) = 1 - \exp\left(-\frac{\gamma_2^2 x^2}{2}\right). \quad (9)$$

В данных формулах γ_1 и γ_2 параметры, пропорциональные плотности (на единицу длины) активируемых взрывом дефектов структуры горной породы, соответствующие данному механизму разрушения.

Для конкретных горно-геологических условий величину γ_1 и γ_2 можно установить путем анализа гранулометрического состава продуктов дробления пород взрывом. В. А. Безматерных предлагает следующую процедуру.

Для приведения уравнения (7) к стандартному виду производится нормирование его параметров: $\sigma_1 = 1/\gamma_1$; $\sigma_2^2 = 1/\gamma_2^2$. Тогда уравнения (8) и (9) запишутся в виде:

$$F_1(x) = 1 - \exp\left(-\frac{x}{\sigma_1}\right), \quad (10)$$

$$F_2(x) = 1 - \exp\left(-\frac{x^2}{2\sigma_2^2}\right). \quad (11)$$

Соответствующие плотности распределения кусков по размерам:

$$P(x) = \omega_1 P_1(x) + \omega_2 P_2(x); \quad (12)$$

$$\omega_1 + \omega_2 = 1,$$

где

$$P_1(x) = \frac{1}{\sigma_1} \cdot \exp\left(-\frac{x}{\sigma_1}\right); \quad (13)$$

$$P_2(x) = \frac{x}{\sigma_2^2} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2\sigma_2^2}\right). \quad (14)$$

Для оценки распределения необходимо знать величины σ_1 , σ_2 , ω_1 и ω_2 для данных условий взрывания. Они определяются с помощью моментов распределения кусков разрушенной породы:

$$M_1 = \frac{1}{100} \sum_i m_i x_i, \quad (15)$$

$$M_2 = \frac{1}{100} \sum_i m_i x_i^2, \quad (16)$$

$$M_3 = \frac{1}{100} \sum_i m_i x_i^3, \quad (17)$$

где m_i – процентное содержание i -ой фракции.

В соответствии с принятым законом распределения:

$$\begin{aligned} M_1 &= \int_0^{\infty} x \cdot [\omega_1 dF_1(x) + \omega_2 dF_2(x)], \\ M_2 &= \int_0^{\infty} x^2 \cdot [\omega_1 dF_1(x) + \omega_2 dF_2(x)], \\ M_3 &= \int_0^{\infty} x^3 \cdot [\omega_1 dF_1(x) + \omega_2 dF_2(x)], \end{aligned} \quad (18)$$

Отличное от нуля решение этой системы уравнений имеет вид

$$\sigma_1 = \frac{1}{3} \frac{M_3}{M_2}, \quad (19)$$

$$\sigma_2 = 1,06 \frac{M_3}{M_2}, \quad (20)$$

$$\omega_1 = \frac{4M_3 - 3M_2M_1}{3M_3}, \quad (21)$$

$$\omega_2 = 1 - \omega_1. \quad (22)$$

На кафедре шахтного строительства УГГУ под руководством В. А. Безматерных разработана процедура и реализовано моделирование дробящего действия взрыва в скальных породах Урала. Моделирование осуществлялось во взрывной камере с резиновым экраном для того, чтобы исключить вторичное дробление пород при столкновении кусков со стенками камеры. Оценка гранулометрического состава осуществлялось путем просеивания продуктов дробления через стандартный набор сит. Подобие зарядов реализовывалось подбором компонентов взрывчатых веществ: ТЭН, ТНТ, аммонит №6 ЖВ.

В частности, при дроблении известняков СУБРа опытные значения фракций грансостава показаны на рис. 1. Здесь же приведена теоретическая кривая распределения, соответствующая уравнению (12). Получено достаточно хорошее соответствие (коэффициент вариации отклонений теоретической кривой от опытных значений составляет 8 %). Таким образом, результаты моделирования показывают работоспособность вышеизложенной методики анализа грансостава.

Полученные в результате моделирования результаты позволяют оценить качество дробления пород при различных характеристиках заряда ВВ. В частности, влияние на качество дробления удельного расхода ВВ $q_{ВВ}$. В качестве примера на рис. 2 показаны графики грансостава при изменении $q_{ВВ}$ с 7,66 до 15,11 кг/м³. Увеличение массы ВВ приводит к сдвигу экстремума кривых влево, что свидетельствует об уменьшении вероятного размера куска и снижении вероятности выхода более крупных фракций.

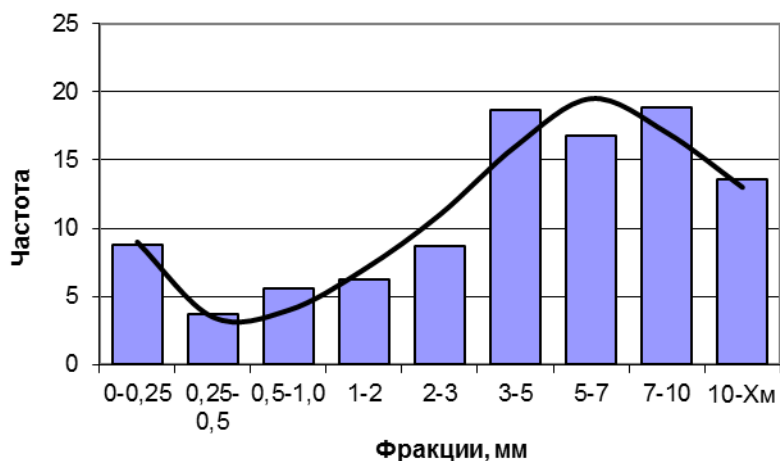


Рис. 1. Теоретическая и опытная оценка грансостава продуктов дробления

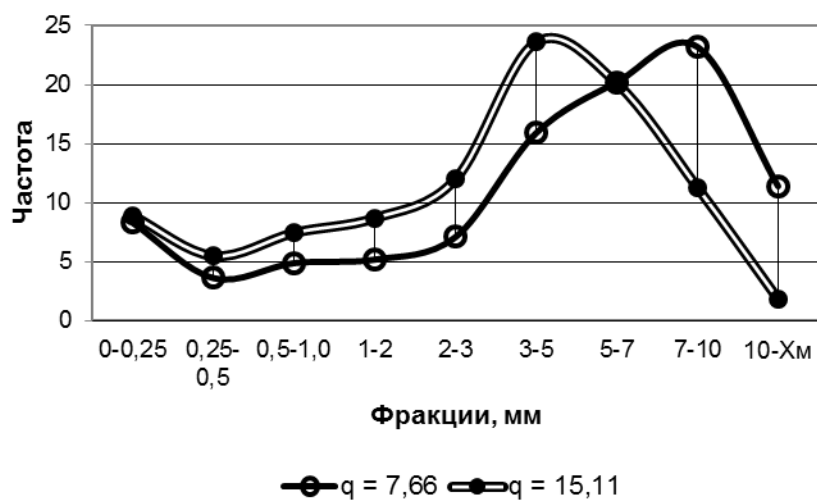


Рис. 2. Грансостав продуктов дробления при разном удельном расходе ВВ

Однако в условиях данных экспериментов удельный расход ВВ не является достаточно информативным показателем, поскольку в качестве модели заряда использованы смеси различных взрывчатых компонентов (ТЭН и ТНТ в различных пропорциях). В этих условиях более надежно заряд ВВ можно характеризовать удельным импульсом взрыва J , кг/м² с. В работе [10] для двухкомпонентных смесей получено расчетное соотношение:

$$I = 1,52 \cdot 10^{-2} q_{ВВ} [2 (k_1 D_1^2 + k_2 D_2^2)]^{1/2}, \quad (23)$$

где k_i и D_i – удельное содержание и скорость детонации соответствующих компонентов ВВ.

Проведенные экспериментальные исследования осциллографическим методом определили скорость детонации ТЭН $D_1 = 6,8$ км/с и для тротила (ТНТ) – $D_2 = 5,5$ км/с. Для каждого из указанных выше экспериментов произведен расчет удельного импульса взрыва использованных зарядов и выполнено их статистическое сравнения с полученными параметрами уравнения распределения (7). Корреляционный анализ показал надежную зависимость параметра ω_1 от удельного импульса (рис. 3). Зависимость описывается степенной зависимостью вида:

$$\omega_1 = 0,78 I^{0,15}. \quad (24)$$

Коэффициент достоверности аппроксимации $R^2 = 0,948$.

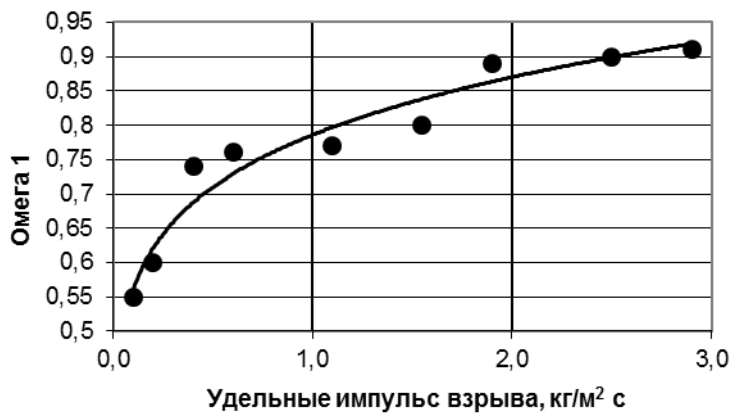


Рис. 3. Зависимость ω_1 от удельного импульса взрыва

Характер графика свидетельствует о том, что с увеличением импульса взрыва растет доля первого механизма дробления, т. е. образования кусков мелких фракций за счет действия прямой взрывной волны в окрестности заряда ВВ.

Заключение.

Таким образом, рассмотренная методика моделирования действия взрыва и анализа гранулометрического состава продуктов дробления позволяет оценивать активируемые взрывом нарушения горных пород. Полученные данные можно рассматривать как комплексную характеристику дробимости горных пород динамической нагрузкой. Дальнейшие исследования будут направлены на установление связи результатов моделирования с рациональными параметрами буровзрывных работ при открытой разработке месторождений полезных ископаемых.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Шемякин Е. И., Кочанов А. Н. О разрушении горных пород в ближней зоне подземного взрыва // Взрывное дело, №92/49, 1999. –С.7-19.
2. Садовский М. А. Избранные труды: Геофизика и физика взрыва. –М.: Наука, 2004. - 440 с.
3. Schertzer D., Lovejoy S. Hard and Soft Multifractal Processes // Phus. A. 1992. Vol. 185. No 4. P. 187-194.
4. Khani A., Baghbanan A., Norouzi S., Hashemolhosseini H. Effects of fracture geometry and stress on the strength of a fractured rock mass. // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2013. No. 60. P. 345-352.
5. Менжулин М. Г., Парамонов Г. П., Шишов А. Н. Аналитический метод определения параметров грансостава горной массы при взрывном разрушении горных пород // Взрывное дело, №92/49, 1999. – С.88-94.
6. Журков С.Н., Куксенко В.С., Петров В.А., Савельев В.Н., Султанов У.О. О прогнозировании разрушения горных пород // Физика Земли. Известия АН СССР. №6. 1977. – С. 11-18.
7. Латышев О. Г. Разрушение горных пород. – М.: Теплотехник, 2007. – 672 с.
8. Gulvarry I. I. Fracture of the brittle solids // J. Appl. Phys.. Vol. 32, 1961. P. 391.
9. Безматерных В. А., Симанов В. Г., Сисин А. Г. Учет естественной трещиноватости при расчете гранулометрического состава // Изв. вузов. Горный журнал. -№7. –1971. – С. 71-76.
10. Безматерных В. А., Симанов В. Г., Лещуков Н. Н. Процесс образования осколков при взрывном разрушении твердых горных пород // Изв. вузов. Горный журнал. -№4. –1978. – С. 47-51.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ УВЛАЖНЕНИЯ ГОРНЫХ ПОРОД НА ИХ ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

ЛАТЫШЕВ О. Г.¹, КАЗАК О. О.¹

¹ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

Аннотация.

Актуальность. Увлажнение горных пород может существенно изменять их прочностные и деформационные характеристики. Исследование данного фактора становится актуальным при вскрытии водоносных горизонтов или искусственном увлажнении пород при разработке месторождений полезных ископаемых.

Цель работы – установление закономерностей изменения свойств и состояния горных пород при их увлажнении.

Методология: экспериментальные исследования прочностных и деформационных характеристик пород, кинетики фильтрации жидкости; аналитическая оценка результатов.

Результаты. По результатам экспериментальных исследований выделено три класса пород: неразмокаемые, размокаемые и самопроизвольно диспергируемые при контакте с водой. Предложено оценивать темп диспергирования пород третьего класса по потере массы пробы во времени контакта с водой. Темп снижения прочности пород при увлажнении описывается логарифмически-линейной функцией времени. Кинетика насыщения пород жидкостью включает три стадии, параметры которых определяются особенностями трещинной структуры пород. Непосредственно с этим связаны закономерности деформирования горных пород во времени (ползучесть). Установлены и количественно описаны две стадии ползучести. Первая стадия определяется классическим механизмом межзеренного скольжения. Вторая более медленная стадия обусловлена развитием трещин напряженной горной породы.

Выводы. Увлажнение горных пород может существенно снижать их прочность вплоть до самопроизвольного диспергирования пород. Установленные закономерности фильтрации жидкости и связанная с этим активизация ползучести пород при увлажнении создает базу для прогноза прочностных и деформационных характеристик пород водоносных горизонтов с целью оценки устойчивости пород в выработке.

Ключевые слова: горные породы, увлажнение, кинетика насыщения, прочность, ползучесть.

THE RESEARCHING OF THE INFLUENCE ON THE HYDRATION OF MOUNTAIN ROCKS ON THEIR STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS

LATYSHEV OLEG GEORGIEVICH¹, KAZAK OL'GA OLEGOVNA¹

¹Ural state mining University

Abstract: Actuality. Hydration of mining rocks can significantly change their strength and deformation characteristics. The reasearching of the factor becomes importantant when opening water horizon levels or artificial moistening of rocks in the working of mineral resources are available.

The aim of the work is to establish the regularity of changes in the properties and the state of rocks during their moistening.

Methodology: experimental reseaches of the strength and deformation characteristics of rocks, kinetic filtration of liquid; analytical evaluation of the results.

Results. According to the results of experimental reseaches, three classes of rocks were distinguished: unsoaked, soaked and spontaneously dispersed on the contact with water. It was proposed to evaluate the rate of dispersion of third-class rocks by the loss of sample mass during the contact with water. The rate of sinking of rock strength during moistening is described by a logarithmic-linear function of time. The kinetics of saturation of rocks with liquid includes three stages, the parameters of which are determined by the properties of the fractured structure of rocks. Directly related to this fact, the regularities of rock deformation over time (creeping). Two creep stages have been established and

described quantitatively. The first stage is determined by the classical mechanism of intergranular slipping. The second, slower stage is caused by the development of cracked hard rock.

Conclusions. Hydration of rocks can significantly reduce their strength up to spontaneous dispersion of rocks. The established regularities of liquid filtration and the activation of rock creeping during moistening creates a basis for predicting the strength and deformation characteristics of rocks of water horizon level in order to assess the stability of rocks in working.

Key words: mining rocks, moistening, kinetics of saturation, strength, creeping.

Введение.

Строительство шахт нередко связано со вскрытием водоносных горизонтов. Технология разработки рудных месторождений с закладкой выработанного пространства твердеющими смесями также связана с притоком избыточной воды в горные выработки. Приток воды в разрабатываемый массив может существенно повлиять на их прочностные и деформационные характеристики. Исследованию влияния увлажнения горных пород на их свойства отражены во многих работах [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 и др.], учитывающих трещиноватость пород, агрессивность и динамику действия воды. Анализ таких публикаций свидетельствует о том, что общих оценок для различных пород и условий установить не удастся. Вопрос нуждается в дополнительных исследованиях.

Механизм воздействия воды на горные породы включает различные аспекты. Адсорбируясь на поверхности трещин, пор и межзеренных контактов, молекулы воды понижают поверхностную энергию горных пород [8]. Кроме того, для воды относительная диэлектрическая проницаемость $\epsilon = 81$, т. е. во столько же раз уменьшается сила взаимодействия зарядов в воде. Если вода проникает в устье трещины, она экранирует здесь взаимодействие ионов горной породы, уменьшая ее трещиностойкость. В соответствии с теорией хрупкого разрушения (теории трещин Гриффитса) [9] это приводит к снижению прочности пород. Заполняя трещины, вода как практически несжимаемое тело производит расклинивающий эффект, способствуя развитию трещин при нагружении горных пород. При наличии в горной породе глинистых минералов и пропластков, за счет явления набухания прочность пород снижается еще более. Попадая на контакты минеральных зерен, вода играет роль смазки, облегчая межзеренное скольжение, способствуя тем самым деформации пород [10].

Результаты.

Степень снижения прочности пород при увлажнении можно оценить коэффициентом размокания K_p . Применительно к прочности пород: $K_p = \sigma_{(B)}/\sigma_{(0)} \leq 1$, где $\sigma_{(B)}$ и $\sigma_{(0)}$ – прочность после насыщения породы водой и до насыщения. Исследование широкого класса пород показывает, что коэффициент размокания пород при увлажнении весьма изменчив. При этом решающую роль в разупрочнении пород при увлажнении играет минеральный состав, степень и характер вторичных изменений. Поэтому, в частности, хлоритизированные породы при увлажнении могут разупрочняться более чем в два раза, а в других случаях насыщение пород водой не сказывается заметно на их прочности. В частности, это наглядно проявляется в характере распределения значений прочности пород Юбилейного месторождения (рис. 1). Здесь для всей толщи базальтов в исходном состоянии проявляется одномодальное распределение прочности с заметной правой асимметрией. При увлажнении для всей совокупности пород отмечается двухмодальное распределение. Это обусловлено тем, что для рассматриваемых базальтов установлено немалое число разновидностей, на прочность которых влажность практически не влияет.

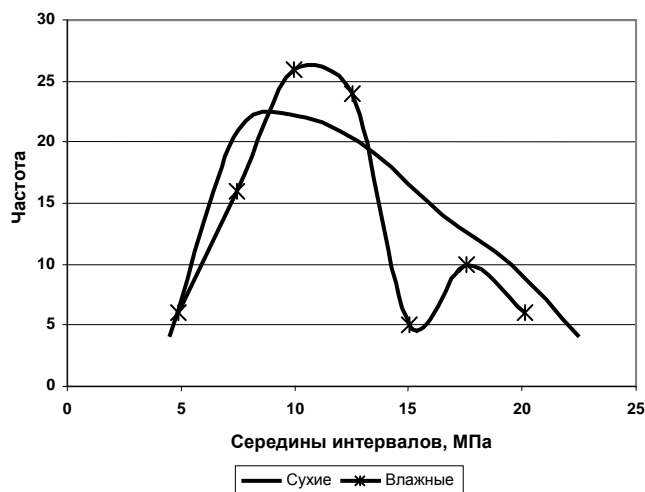


Рис. 1. Распределение прочности при растяжении сухих и увлажненных базальтов

Анализ влияния влажности позволил выделить три класса пород: 1. Неразмокаемые разновидности пород, для которых увлажнение статистически значимо на прочность не влияет; 2. Размокаемые – существенно снижающие прочность при увлажнении; 3. Самопроизвольно диспергируемые – полностью теряющие сплошность при контакте с водой. Породы первого класса сложены гидрофобными минералами и, как правило, имеют низкую (до 2 %) пористость. Для пород второго класса характерны вторичные изменения, выраженные в хлоритизации, наличие гидрофильных минералов и повышенные значения пористости. Коэффициент размокаемости различных пород данного класса изменяется от 0,95 до 0,45.

Наибольший интерес (и опасность) представляют породы третьего класса, полностью разрушающиеся при контакте с водой. В состав таких пород обычно входят глинистые минералы группы монтмориллонита. Они сложены частицами размером менее 0,002 мм и за счет этого обладающими чрезвычайно большой удельной поверхностью и, соответственно, высокой плотностью свободной поверхностной энергии [11]. За счет активной адсорбции молекул воды на такой поверхности вокруг таких частиц образуется гидратная оболочка, состоящая из прочносвязанной и рыхлосвязанной воды. Именно такие гидратные оболочки существенно ослабляют прочность межзеренных контактов в горной породе. А поскольку рыхлосвязанные слои воды удерживаются осмотическими силами, количество таких частиц в гидратной оболочке может служить относительной мерой темпов диспергирования пород во времени.

Для количественной оценки данных явления проведены специально организованные эксперименты с самодиспергирующими глиноподобными сульфидными руды Рубцовского месторождения, а также такими вмещающими породами, как хлоритолиты и туфопесчаники [12]. В опытах фиксировалась величина потери массы пробы ΔM со временем t их контакта с водой. Для всех вышеуказанных пород наблюдается логарифмически-линейная зависимость вида:

$$\Delta M = A - m \ln t, \quad (1)$$

где A и m – эмпирические коэффициенты.

Темп и характер потери массы образцов за счет отделения от них мельчайших частиц может служить аналогом потери прочности горных пород со временем их контакта с водной средой. Принимая эту гипотезу, можно определить уравнения разупроч-

нения горных пород в воде (рис. 2). Основываясь на исследовании снижения прочности пород и руд по мере их увлажнения, получено обобщенное уравнение:

$$\sigma_{сж}(t) = \sigma_0 - k_{\sigma} \ln t, \quad (2)$$

где σ_0 – исходная прочность при сжатии горных пород в состоянии естественной влажности.

На основании экспериментов определены параметры уравнения (2) для основных пород и руд Рубцовского месторождения (время контакта с водой t измеряется в часах): - руда окисленная (проба 3): $\sigma_0 = 40$ МПа, $k_{\sigma} = 3$; руда в хлоритсерицитолитах (проба 4): $\sigma_0 = 203$ МПа, $k_{\sigma} = 14$; кремнистые алевролиты (проба 10): $\sigma_0 = 164$ МПа, $k_{\sigma} = 24$.

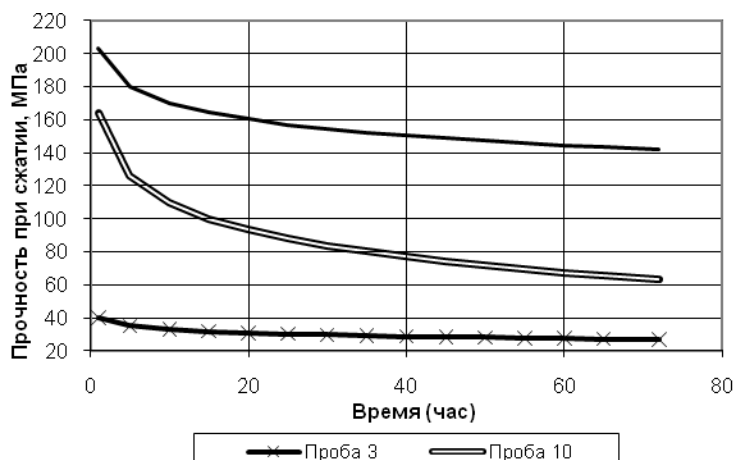


Рис. 2. Снижение прочности горных пород при увлажнении

Столь разное поведение пород в водной среде, прежде всего, определяется различием в механизме их насыщения. Для изучения кинетики проникновения жидкости в горные породы выполнена серия экспериментов. Для вышеописанных пород Рубцовского месторождения графики кинетики представлены на рис. 3.

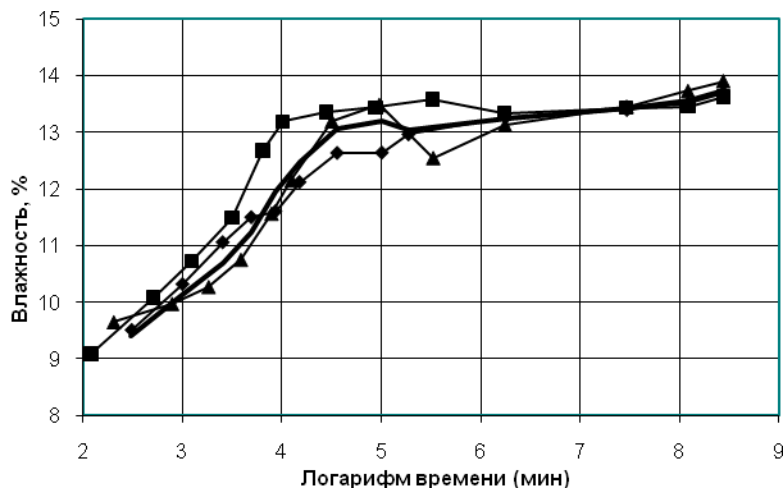


Рис. 3. Кинетика увлажнения различных пород Рубцовского месторождения

Характер графиков соответствует ранее установленной для широкой гаммы скальных пород Урала [10] многостадийной фильтрации растворов. Первая стадия обусловлена движением жидкости по свободным капиллярам (порам). Кинетика растворов в этом случае описывается законами вязкого течения жидкости по капиллярам [13] и в общем случае может быть описана уравнением:

$$W_1 = k_1 t^{1/2}. \quad (3)$$

Обработка экспериментальных данных показала, что для данных пород величина коэффициента пропорциональности изменяется в пределах $k_1 = (4,9-6,5) \cdot 10^{-6} \text{ с}^{-1/2}$.

Вторая стадия определяется двумерной миграцией молекул жидкости по поверхности микротрещин и контактов минеральных зерен. Темп насыщения второй стадии описывается уравнением:

$$W_2 = k_2 \ln t. \quad (4)$$

Третья стадия обусловлена развитием трещин за счет разупрочняющего действия воды и заключается в транспорте активных молекул по развивающимся трещинам. Темп увлажнения пропорционален времени насыщения:

$$W_3 = k_3 t. \quad (5)$$

Наиболее значимо отражается увлажнение на ползучести горных пород. Исследование ползучести производилось путем испытания образцов в виде балок на центральный изгиб. Для количественного описания развития деформации горных пород во времени широко используется математический аппарат, основанный на теории наследственности [14, 15]. Центральная идея данной теории состоит в предположении, что ползучесть различных материалов характеризуется определенной зависимостью деформации в данный момент времени от всей предыдущей истории деформирования этих материалов. Уравнение ползучести в предположении линейного закона деформирования материалов, обладающих свойством наследственности, было предложено Л. Больцманом и позднее развито В. Вольтерра:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left[\sigma(t) + \int_0^t L(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau \right], \quad (6)$$

где $\varepsilon(t)$ и $\sigma(t)$ – деформация и напряжение, соответствующие рассматриваемому времени t , отсчитываемому от момента начального нагружения тела τ . В данном уравнении функция $L(t, \tau)$, которую можно назвать ядром ползучести, отражает (наследует) влияние единичного напряжения $\sigma(\tau)$, действующего в единичный промежуток времени τ , на деформацию в момент t .

Для горных пород функция ядра ползучести описывается степенной функцией [16]:

$$L(t, \tau) = \delta (t - \tau)^{-\alpha}, \quad (7)$$

где α и δ - параметры ядра ползучести.

Для описания опытных данных уравнение ползучести запишется в виде:

$$\frac{Y(t) - Y_0}{Y_0} = \frac{\delta}{1 - \alpha} t^{1 - \alpha} = A t^{\text{tg} \beta}, \quad (8)$$

где Y_0 – мгновенный прогиб балки; $Y(t)$ – деформация изгиба балки во времени; $A = \delta/(1 - \alpha)$; $\text{tg} \beta = 1 - \alpha$.

Анализ экспериментальных данных показывает следующее. Для изученных скальных пород уравнение (8) в логарифмических координатах представляется линейным графиком. Увлажнение пород сопровождается значительным усилением ползучести. При этом меняется характер изменения деформации пород во времени – наблюдаются две явно выраженные стадии ползучести (рис. 4).

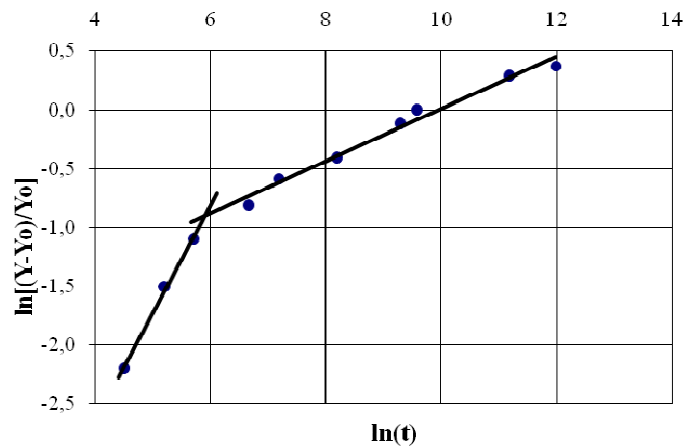


Рис. 4. Двухстадийный характер ползучести увлажненных горных пород

Первая стадия, хорошо описанная в литературе [14], представляет собой процесс неустановившейся ползучести. Преобладающим механизмом данной стадии для горных пород является межзеренное скольжение, обусловленное концентрацией напряжений на контактах минеральных зерен различной упругости. Вторая стадия ползучести не вписывается в классическую схему. После окончания первой стадии ползучести деформация образцов продолжается, но с гораздо меньшей скоростью. Причем наличие резкой смены характера деформирования («излом» графика на рис. 4) свидетельствует о том, что меняется сам механизм ползучести. Как свидетельствуют вышеизложенные результаты исследований кинетики фильтрации жидкости, данная стадия ползучести обусловлена саморазвивающимся процессом роста трещин и последующего проникновения активного раствора в образующиеся микротрещины.

Обобщение результатов исследований ползучести широкого класса пород свидетельствуют о высокой чувствительности пород к увлажнению, выражающейся в значительной изменчивости параметров ядра ползучести. Обобщение для представительных типов горных пород на различных стадиях их увлажнения приведено в табл. 1.

Таблица 1 – Параметры ядра ползучести увлажненных горных пород

Горные породы	Параметры ползучести горных пород			
	первая стадия		вторая стадия	
	α	δ	α	δ
Известняки (СУБР)	0,65	0,034	0,86	0,054
Эффузивные породы (СУБР)	0,43	0,011	0,81	0,020
Песчаники (Горловка)	0,72	0,014	0,90	0,024

Заключение.

Таким образом, по признаку реакции на увлажнение можно выделить три класса пород: 1. Неразмокаемые – не меняющие свойств при увлажнении; 2. Размокаемые – существенно (статистически значимо) реагирующие на увлажнение; 3. Самопроизвольно диспергируемые – полностью теряющие сплошность при контакте с водой. Установленные закономерности кинетики насыщения пород и их реакции на увлажнение позволяют прогнозировать прочностные и деформационные характеристики, определяющие устойчивость пород в горной выработке.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Исследование прочности и деформируемости горных пород. Под ред. А. И. Берона. – М.: Наука, 1973. –207 с.
2. Латышев О. Г. Разрушение горных пород. – М.: Теплотехник, 2007. – 672 с.
3. Панов Г. Е. Предварительное увлажнение массивов на угольных шахтах и карьерах. – М.: Недра, 1970. –129 с.
4. Ржевский В. В., Новик Г. Я. Основы физики горных пород: Учебник. –М.: Кн. дом «ЛИБЕРКОМ», 2010. – 360 с.
5. Rutter E.N. The influence of temperature, strain rate and interstitial water in experimental deformation of rock. –Tectonophysical, 1974, No. 22, 3/4, pp. 311-334.
6. Tang Y., Ranjith P. G. An experimental and analytical study of the effects of shear displacement, fluid type, joint roughness, shear strength, friction angle and dilation angle on proppant embedment development in tight gas sandstone reservoirs / International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. 107, July 2018. P. 94-109.
7. Ferrari A., Minardi A., Ewy R., Laloui L. Gas shales testing in controlled partially saturated conditions / International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. 107, July 2018. P. 110-121.
8. Вествуд А. Влияние среды на процессы разрушения // Разрушение твердых тел. Пер. с англ. –М.: Metallurgia, 1967. –С.344-399.
9. Griffith A. A. The theory of rupture. Proc. Ict. Int. Congr. Appl. Mech. – Delft, 1924, P. 55-63.
10. Латышев О. Г., Корнилков М. В. Направленное изменение фрактальных характеристик, свойств и состояния пород поверхностно-активными веществами в процессах горного производства. – Екатеринбург: Изд-во УГГУ, 2016. – 407 с.
11. Ребиндер П. А. Избранные труды: Поверхностные явления в дисперсных системах. – М.: Наука, 1979. –382с.
12. Латышев О. Г., Гобов Н. В., Котляров В. В., Анохина О. О. Исследование влияния увлажнения на свойства руд и вмещающих пород Рубцовского месторождения // Изв. вузов. Горный журнал. - 2009. –№ 7. – С.35-40.
13. Наказная Л. Г. Фильтрация жидкости и газа в трещиноватых коллекторах. –М.: Недра, 1972. –184 с.
14. Ержанов Ж. С. Теория ползучести горных пород и ее приложения. –Алма-Ата: Наука, 1964. –176 с.
15. Прочность и деформируемость горных пород / Ю. М. Карташов, Б. В. Матвеев, Г. В. Михеев и др. –М.: Недра, 1979. –269 с.
16. Ержанов Ж. С., Сагинов А. С., Гуменюк Г. Н., Векслер Ю. Л., Нестеров Г. А. Ползучесть осадочных горных пород. –Алма-Ата: Наука, 1970. –208 с.

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТЮБИНГОВОЙ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ

ПЕТРУШИН А. Г.¹, ВИКУЛОВ В. М.¹

¹ ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

Аннотация. Производится оценка эффективности расчета несущей способности металлической тубинговой крепи методом эквивалентных сечений на проблемном участке ствола, пересекающего обводненный пласт. Устанавливается, что допущение о равномерном распределении действующих напряжений при расчете тубинговой крепи не гарантирует достоверность результатов расчета.

Ключевые слова: тубинговая крепь, метод эквивалентных сечений, вертикальный ствол, гидростатическое давление, геометрические характеристики.

THE ESTIMATION OF THE CARRYING CAPACITY OF TUBBING FIXTURE OF VERTICAL STEMS

PETRUSHIN ALEKSEJ GENNAD'EVICH¹, VIKULOV VLADIMIR MIHAJLOVICH¹

¹Ural state mining University

Abstract. An assessment is made of the effectiveness of the calculation of the carrying capacity of metal tubing fixture by the method of equivalent sections on the problematic part of the stem crossing a watered stratum. It is established that the assumption of a distribution of acting stress in the calculation of tubing does not guarantee the reliability of the calculation results.

Key words: tubing fixture, method of equivalent sections, vertical stem, hydrostatic pressure, geometric characteristics.

При проектировании тубинговой крепи вертикальных стволов расчет несущей способности допускается выполнять для так называемых эквивалентных сечений (рис.1) в условиях действия равномерного гидростатического давления [1].

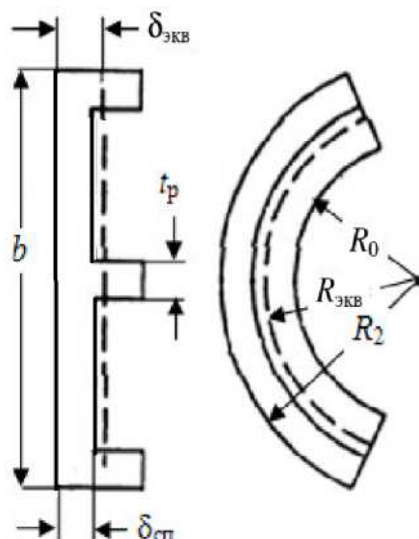


Рис.1. Эквивалентная толщина тубинга $\delta_{\text{экв}}$

Анализ практики применения тубинговой крепи свидетельствует о том, что разрушение чугунных тубингов часто происходит по линии сопряжения горизонтальных ребер с полками (рис.2). Одной из наиболее вероятных причин такого разрушения,

очевидно, является принятие допущения о равномерном распределении действующих напряжений при расчете тубинговой крепи методом эквивалентных сечений.

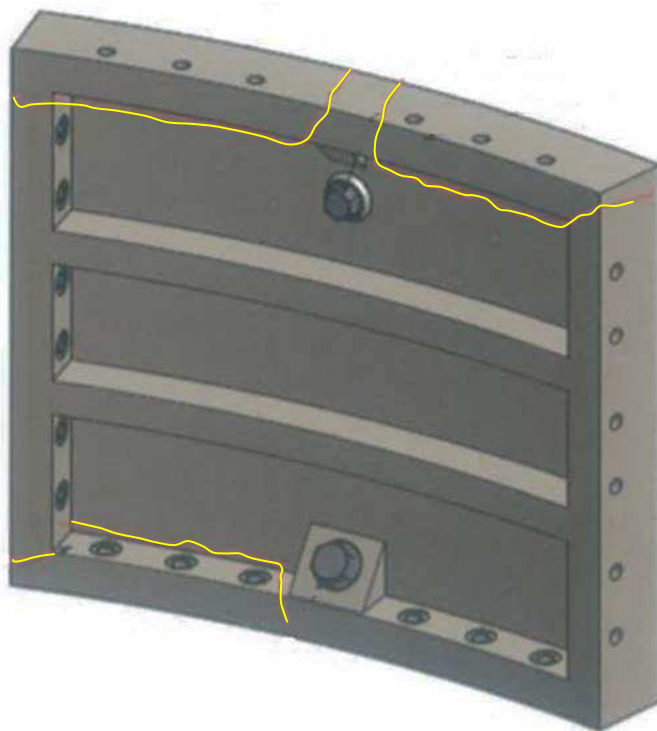


Рис.2. Трещины в спинке тубинговой крепи

В связи с этим нами выполнен расчет несущей способности тубинговой крепи с толщиной стенки 30 мм из чугуна ВЧ-40 (ГОСТ 7293-85) методом эквивалентных сечений и поверочный расчет, учитывающий реальное сечение тубинга.

Расчет несущей способности тубинговой крепи методом эквивалентных сечений показал, что тубинговая крепь при равномерном гидростатической нагрузке выдерживает внешнее давление порядка 1,8 МПа.

Рассмотрим возможность образования горизонтальных трещин в спинках тубингов в кольцах при давлении 1,8 МПа.

Расчетная и конструктивная схемы приведены на рис. 3.

В отличие от традиционной расчетной схемы, когда нагрузка под давлением $P_n = 1,8$ МПа прикладывается по контуру к внешней поверхности кольца тубинговой крепи, выделим на нем расчетную грузовую площадь в виде вертикальной полосы шириной 1м:

$$F_{гр} = h \cdot a,$$

где: h - высота тубингового кольца, м;
 a - ширина расчетной полосы, м.

Тогда по принятой грузовой площади будет действовать нормативная равномерно распределенная нагрузка $q_n = P_n \cdot F_{гр} / h = 1,8$ МН/м.

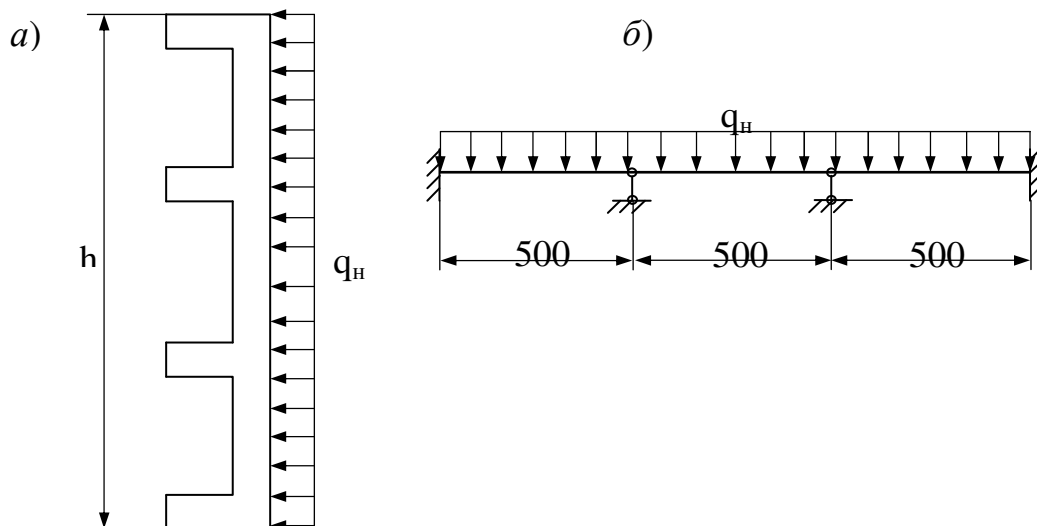
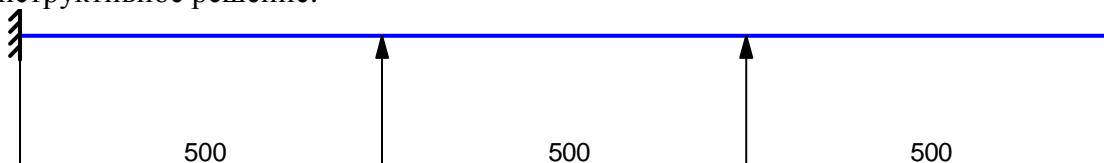


Рис.3. Схемы к проверочному расчету спинки тубинговой крепи:
 а – конструктивная схема тубинговой крепи; б – расчетная схема спинки тубинговой крепи

Исходные данные для расчета

Чугун: ВЧ – 40;
 Толщина спинки тубинговой крепи – 30 мм;
 Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$;
 Коэффициент условий работы 0,95;
 Коэффициент надёжности по нагрузке: 1,2;
 Сечение спинки (элемент сечения) – 1000 x 30 мм.
 Конструктивное решение:






Геометрические характеристики элемента сечения и схема нагружения приведены в таблицах 1, 2.

Таблица 1. Геометрические характеристики элемента сечения спинки тубинговой крепи

Геометрические характеристики			
Обозначение	Параметр	Значение	Единицы измерения
1	2	3	4
A	Площадь поперечного сечения	300	см ²
α	Угол наклона главных осей инерции	90	град
I_y	Момент инерции относительно центральной оси Y1 параллельной оси Y	225	см ⁴
I_z	Момент инерции относительно центральной оси Z1 параллельной оси Z	250000	см ⁴
I_t	Момент инерции при свободном кручении	846,373	см ⁴
i_y	Радиус инерции относительно оси Y1	0,866	см

i_z	Радиус инерции относительно оси Z1	28,868	см
W_{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	5000	см ³
W_{u-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси U	5000	см ³
W_{v+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси V	150	см ³
W_{v-}	Минимальный момент сопротивления относительно оси V	150	см ³
$W_{pl,u}$	Пластический момент сопротивления относительно оси U	7500	см ³
$W_{pl,v}$	Пластический момент сопротивления относительно оси V	225	см ³
I_u	Максимальный момент инерции	250000	см ⁴
I_v	Минимальный момент инерции	225	см ⁴
i_u	Максимальный радиус инерции	28,868	см
i_v	Минимальный радиус инерции	0,866	см
a_{u+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Y(U)	0,5	см
a_{u-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Y(U)	0,5	см
a_{v+}	Ядровое расстояние вдоль положительного направления оси Z(V)	16,667	см
a_{v-}	Ядровое расстояние вдоль отрицательного направления оси Z(V)	16,667	см
y_m	Координата центра масс по оси Y	50	см
z_m	Координата центра масс по оси Z	-1,5	см
I_1	Момент инерции относительно глобальной оси Y	750225	см ⁴
I_2	Момент инерции относительно глобальной оси Z	250675	см ⁴
I_p	Полярный момент инерции	250225	см ⁴
i_p	Полярный радиус инерции	28,881	см
W_p	Полярный момент сопротивления	5002,249	см ³

Таблица 2. Временное кратковременное нагружение

Тип нагрузки	Величина	
пролет 1, длина = 500 мм		
	183,48	Т/м
пролет 2, длина = 500 мм		
	183,48	Т/м
пролет 3, длина = 500 мм		
	183,48	Т/м

Результаты расчетов представлены на рис. 4 и в таблицах 3,4

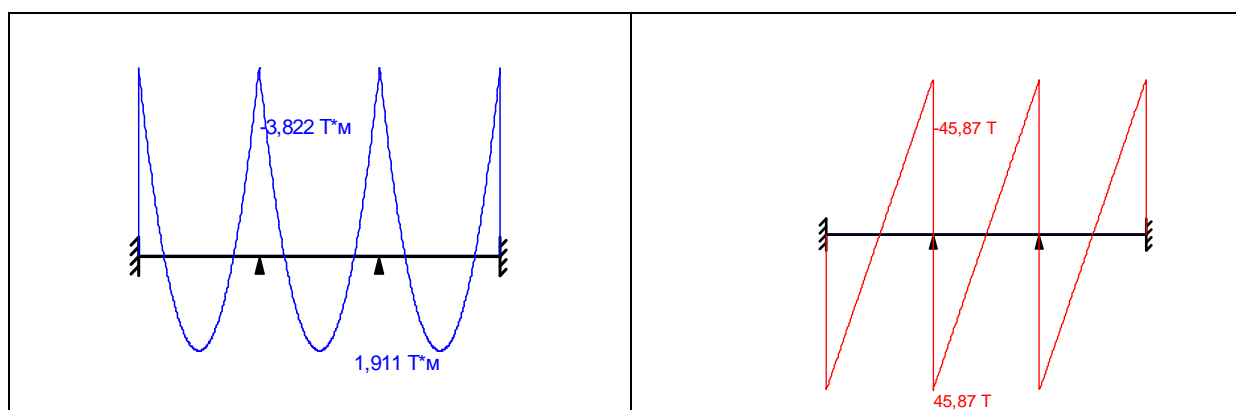


Рис.4. Эпюры поперечных сил и изгибающих моментов

Таблица 3. Значения опорных реакций в тубинговой крепи

	Опорные реакции					
	Момент в опоре 1	Сила в опоре 1	Сила в опоре 2	Сила в опоре 3	Сила в опоре 4	Момент в опоре 4
	Г*М	Г	Г	Г	Г	Г*М
по критерию M_{max}	0	0	0	0	0	0
по критерию M_{min}	-3,822	45,87	91,74	91,74	45,87	-3,822
по критерию Q_{max}	-3,822	45,87	45,87	45,87	0	0
по критерию Q_{min}	0	0	45,87	45,87	45,87	-3,822

Таблица 4. Результаты расчета

Проверка	Коэффициент использования несущей способности (спинки)
Прочность при действии поперечной силы $\tau = \frac{QS}{J_t} \leq R_s \gamma_c$	1,59
Прочность при действии изгибающего момента $\frac{M}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_s$	0,964
Максимальный прогиб, мм	0,474

Вывод: в результате расчета тубинговой крепи ствола установлено:

- несущая способность элемента сечения тубинговой крепи по изгибающему моменту практически исчерпана;
- несущая способность элемента сечения тубинговой крепи на действие поперечной силы недостаточна и требует увеличения рабочей высоты поперечного сечения или иными словами требуется введение параметров более мощного тубинга.

Таким образом, для обеспечения несущей способности тубинговой крепи, прежде всего, в условиях ее неравномерного нагружения, расчет методом эквивалентных сечений не является достаточно надежным.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК:

1. Половов Б.Д., Корнилков М.В. Геомеханическое обеспечение шахтного и подземного строительства: электронный учебник / Уральский гос. горный ун-т. – Екатеринбург: Изд-во УГГУ, 2017. – 998 с.

УДК 624.191.6

ВОЗМОЖНОСТИ МОНИТОРИНГА БЕНТОНитОВОГО ПРИГРУЗА ТБМ НА СТРОЯЩИХСЯ УЧАСТКАХ МОСКОВСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА

МАЗЕИН С. В.¹, ВОЗНЕСЕНСКИЙ А. С.², ОСТРОВСКИЙ Н. С.³

¹ Российский университет транспорта, г. Москва

² Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС», г. Москва

³ АО «Мосинжпроект», г. Москва

Аннотация. Содержатся выборочные результаты мониторинга показателей осевого усилия на привод ротора тоннельной буровой машины. Оценена возможность определять текущее давление от грунта и компенсировать его давлением бентонита. Выявлено, что для про-

ходки в песчаных грунтах достаточно соблюдать значение коэффициента превышения компенсации больше 1 для противодействия смещению грунтового забоя при простое щита. Отмечено, что при проходке в глинистых грунтах возникает перенасыщение бентонитового раствора глинистыми частицами, снижающее качество бентонитовой корки для удерживания забоя.

Ключевые слова: тоннель, ТБМ, гидропригруз, бентонитовая суспензия, усилие, ротор, мониторинг параметров проходки.

POSSIBILITIES OF MONITORING OF BENTONITE PRIGRUZ TBM ON SITES OF MOSCOW METRO UNDER CONSTRUCTION

MAZEIN S. V.¹, VOZNESENSKIY A. S.², OSTROVSKIY N. S.³

¹Russian University of Transport

²National University of Science and Technology "MISIS"

³JS «Mosinzhproekt»

Abstract. Contains sample indicators monitoring results of axial efforts on rotor drive tunnel drilling machines. Appreciated the opportunity to determine the current pressure from the soil and compensate for the pressure of the bentonite. It was revealed that for sinking in sandy soils is enough to observe the value of the coefficient of excess of compensation more 1 to counteract the offset weight of face if a simple shield. Noted that the sinking in clay soils occurs glut of bentonite slurry clay particles, reduces the quality of bentonite keck for the retention of the tunnel face.

Key words: tunnel, TBM, slurry pressure balance, bentonite suspension, force, cutter head, loading, monitoring of driving parameters.

Для ускоренного строительства тоннелей московского метрополитена широко применяются современные тоннельные буровые машины (ТБМ). Проходческий щит ТБМ имеет форму цилиндра с вращающимся в передней части режущим ротором с диаметром $D = 6.28$ м. Ротор закрепляется по оси со щитом на торце привода, к другому торцу которого с помощью гидроцилиндров прикладывается давление, создающее усилие прижима ротора к забою через усилие подачи перемещаемого привода ротора.

Щит разрабатывает водонасыщенные, неустойчивые грунты при компенсации горного давления в забойной камере противодействием опорной среды, создаваемым бентонитовой суспензией (гидропригрузом). Контроль усилий оборудования, в том числе и домкратов прижима ротора, осуществляется датчиками давления в гидравлических системах. Расходы потоков в трубопроводном транспорте грунта контролируются расходомерами, давление гидропригруза – датчиками на передней стенке щита (рис. 1).

В работе [1] исследовано поведение технологических параметра – усилия подачи привода ротора при проходке перегонного тоннеля метро, изложены рекомендации по расчету и выводу на монитор ТБМ усредненных за цикл значений коэффициента превышения давления гидропригруза.

В научных публикациях о ТБМ приводятся свидетельства о более эффективной работе технологии гидропригруза (*Slurry Shield*), чем грунтопригруза (*EPB Shield*), особенно в водонасыщенных грунтах [2].

Поскольку давление несжимаемой суспензионной среды гидропригруза поддерживается в постоянном значении, то это создает идеальные условия для противодействия давлению и ограничению экструзии неустойчивого грунтового массива в забойную камеру щита, а также для полного нагнетания раствора за тоннельную обделку [3] и для минимизации осадки земной поверхности над щитом [4].

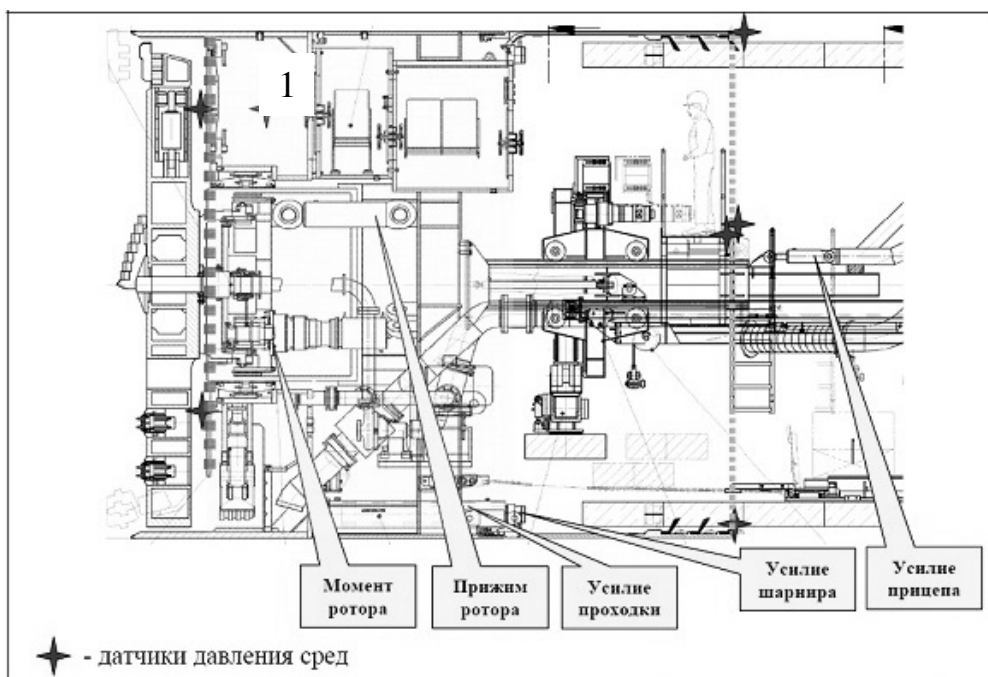


Рис. 1. Датчики на щите S-290 (1 – датчик давления гидропригруза в своде)

Опыт тоннелестроения показывает, что есть предпосылки для широкого применения гидропригрузных щитов в московском строительстве метрополитена [5]. Занятая численность применяемых в Москве для проходки тоннелей метро щитов все время растет (рис. 2) и сейчас составляет более 20-ти машин. Однако в подавляющем большинстве в них используется грунтовый пригруз, только щит S-290 оснащен оборудованием для гидравлического пригруза.

Доля проходки этим щитом составляет менее 4% от общей протяженности проходки, хотя в мире щиты с гидропригрузом строят 18% тоннелей [6]. Обычно в паре с грунтопригрузным щитом он строит однопутный тоннель для двухтоннельного перегона метро с 2005 года по настоящее время (Таблица 1) и, построив 16 км тоннелей, уже достаточно износился. Для идентичных геологических условий строительства параллельных тоннелей логично было бы использовать две однотипные ТБМ, причем гидропригруз всегда предпочтителен для проходки в водонасыщенных песках и для меньшей осадки земной поверхности [7].

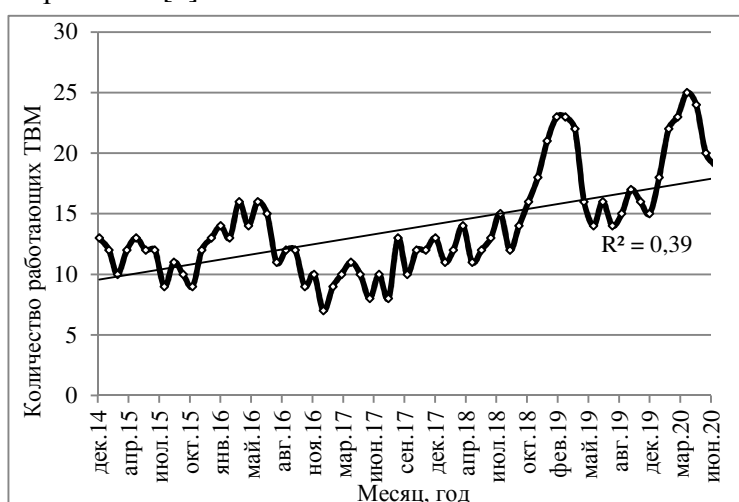


Рис. 2. График занятости ТБМ на строительстве московского метро

Таблица 1 - Перечень тоннелей гидропригрузной ТБМ S-290

год	старт	финиш	Количество тоннелей	Протяженность одного тоннеля, м	Общая протяженность, м
2006	точка С Серебряный бор	точка D Серебряный бор	1	1500	1500
2007	точка С Серебряный бор	Строгино	1	3200	3200
2009	Шпиловская	Борисово	1	850	850
2010	Алма-Атинская	депо	2	300	600
2013	Юго-Западная	Тропарево	2	2500	5000
2015	Саларьево	Румянцево	1	1200	1200
2016	Говорово	Озерная	1	2500	2500
2017	Лефортово	Авиамоторная	1	1200	1200
2018	Пл.25.3	Авиамоторная	1	1340	1340
2019	Селигерская	800-летия Москвы	1 (план)	340	340
2020	800-летия Москвы	Лианозово	1 (план)	1791	1791

Целью настоящей публикации является анализ преимуществ гидропригрузной ТБМ S-290 касательно возможностей интерактивного мониторинга давления пригруза на примере объекта исследований – проходки левого перегонного тоннеля (ЛПТ) от ст. «Лефортово» до ст. «Авиамоторная» (рис. 3 и рис. 4) при строительстве Северо-Восточного участка Третьего пересадочного контура (ТПК) Московского метрополитена.

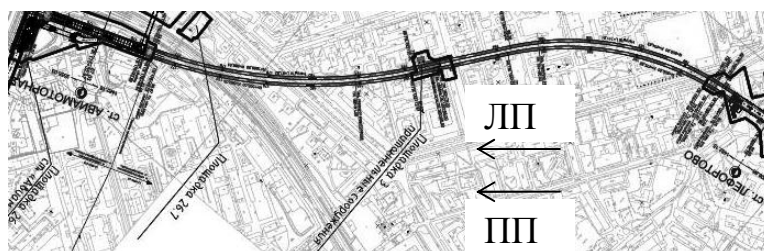


Рис. 3. План перегонных тоннелей

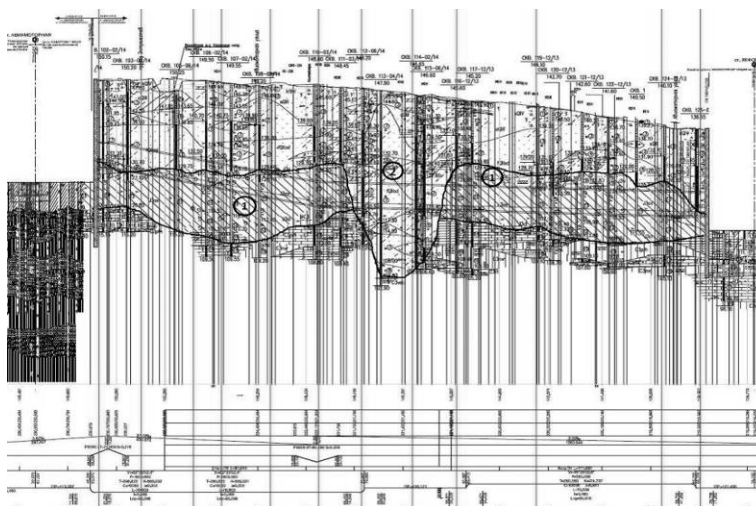


Рис. 4. Геологический профиль левого перегонного тоннеля (ЛПТ): 1 – глина, 2 – песок

При проходке левого перегонного тоннеля от ст. «Лефортово» до ст. «Авиамоторная» с помощью ТБМ S-290 с гидропригрузом организован мониторинг параметров проходки ТБМ, архивируемых бортовым компьютером щита – давления пригруза как важнейшего соблюдаемого параметра для снижения рисков осадки земной поверхности. Полученные данные мониторинга используем для выявления изменяющихся пока-

зателей предельно напряженного состояния грунта, степени его нарушения и насыщения грунтовыми водами, а также для поддержания давления пригруза вблизи заданного значения. Необоснованно низкое давление пригруза приводит к перебору грунта и усилению осадки земной поверхности вплоть до нарушения городской застройки, необоснованно высокое – к утечкам бентонитовой суспензии, подъему городской поверхности, к дополнительным энергетическим затратам на создание пригруза и повышение проходческих усилий щита.

Работой [8] определено, что значения частот и периодов спектральных максимумов нагрузок на забой, полученные в результате численного моделирования, близки к значениям, установленным по натурным наблюдениям усилия прижима ротора. Закономерности периодического изменения горизонтальных напряжений следует учитывать при проходке для поддержания требуемого давления бентонитового пригруза со стороны щита.

В работе [9] описаны методы контроля давления грунта и опорной среды (бентонитовой суспензии) в забое гидропригрузного щита. По данным постоянных замеров прижимных усилий ротора разработана методика расчета запаса пригруза, которой воспользуемся в нашей работе. Для обеспечения баланса компенсации горизонтальной составляющей давления P вертикального обнажения массива рекомендован текущий корректирующий расчет коэффициента превышения компенсационного давления на основе результатов измерений прижимной нагрузки N ротора. Для этого во время проходки рассчитывается среднеарифметический показатель усилия прижима ротора N_{AV}^A , а во время монтажа обделки выбирается минимальное значение N_{MIN}^M . Действующий коэффициент превышения компенсации принимали как $K = N_{MIN}^M / (N_{AV}^A - N_{MIN}^M)$.

Для определения правильности расчета рекомендуемых значений давления гидравлического пригруза по трассе тоннеля большое значение имеет их сравнение с фактически получаемыми значениями.

В первой части исследования для сравнения с рекомендуемыми значениями давлений пригруза в лотке ($P_{ЛОТОК}^{ТЕОР}$) и своде забоя ($P_{СВОД}^{ТЕОР}$), приведенными в Технологическом регламенте проходки, анализируем показания (усредненные за цикл проходки) датчика, расположенного на высоте свода щита ($P_{СВОД}^{ФАКТ}$).

Во второй части исследования анализируем результаты дискретно-непрерывного мониторинга показателей осевых усилий (прижимной нагрузки от грунта $F_{ГРУНТ}$) на привод ротора, сопоставляя их с рассчитываемой нагрузкой от давления бентонитовой суспензии $F_{БЕНТ}$.

Результаты сравнения рекомендуемых теоретических и фактических значений давлений P приведены на графиках рис. 5.

Фактические значения давления пригруза $P_{ФАКТ}^{СВОД}$ по датчику в своде забоя ТБМ при режиме проходки находятся в 99% случаев выше теоретически рекомендуемых значений для свода забоя $P_{ТЕОР}^{СВОД}$, что позволяет сделать заключение о фактическом соблюдении при допуске незначительном превышении рекомендуемой диаграммы давления пригруза на участке тоннеля от ст. «Лефортово» до ст. «Авиамоторная».

Выборочные результаты дискретно-непрерывного мониторинга показателей осевых усилий на привод ротора – передающейся через ротор нагрузки $F_{ГРУНТ}$ от грунта и нагрузки $F_{БЕНТ}$ от давления бентонитовой суспензии, регистрируемого датчиками давления среды в забое, показаны через каждые 10 секунд на рис. 6 и рис. 7.

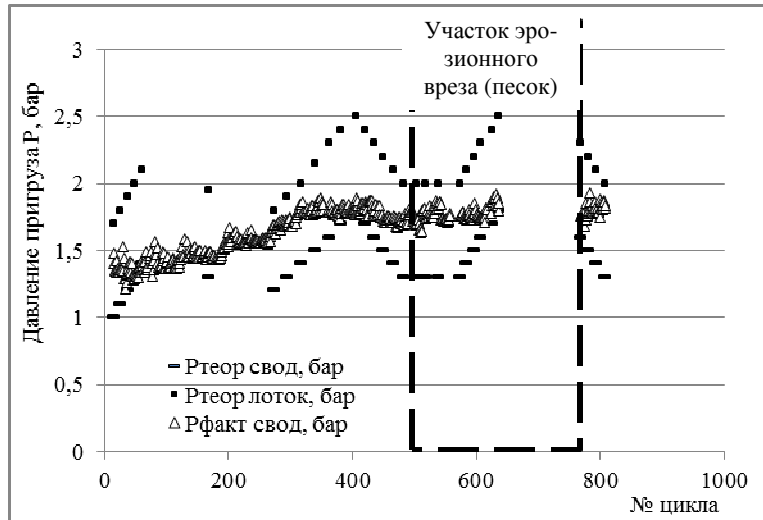
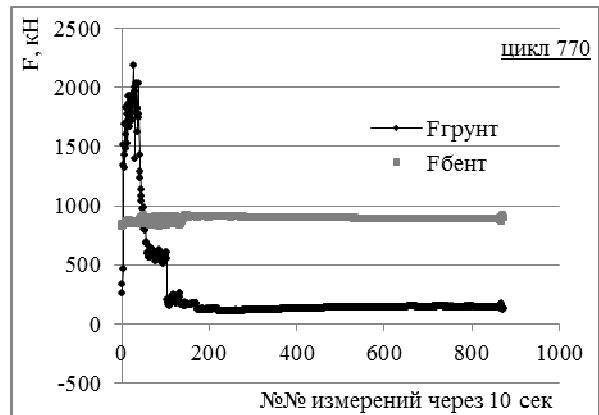
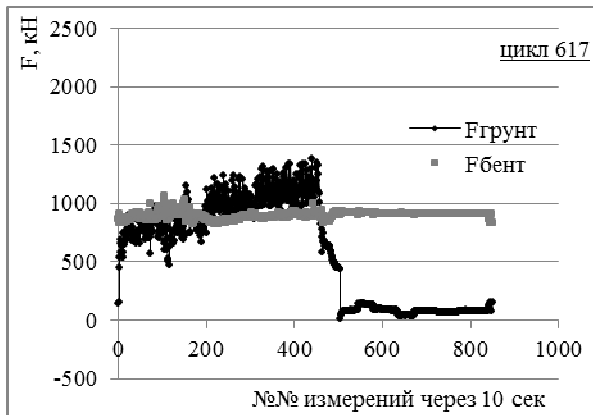


Рис. 5. Графики фактических и теоретических значений давлений гидропригруза по трассе тоннеля

Для анализа были выбраны циклы № 617 и № 770 (проходка и остановка в песке) и циклы № 800 и № 808 (проходка и остановка в глине).

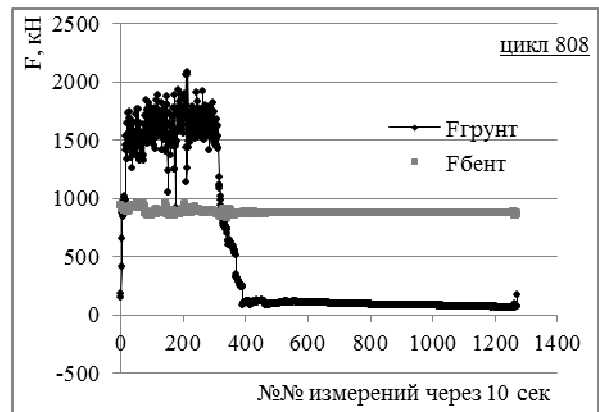
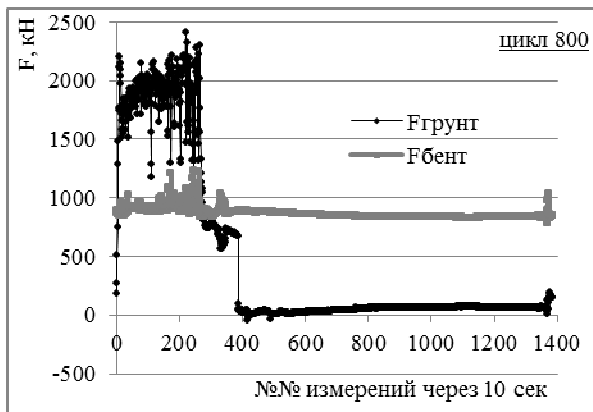
Мониторинг усилий на ротор и компенсирующих давлений бентонита с частотой 6 раз в минуту для проходки в песке показал следующее.



а) $K = 1,28$

б) $K = 0,79$

Рис. 6. Осевые усилия на привод ротора: от песка $F_{\text{грунт}}$; от бентонита $F_{\text{бент}}$



а) $K = 0,58, T_{\text{сеп}} = 3,25$ сут.

б) $K = 0,74, T_{\text{сеп}} = 0,69$ сут.

Рис. 7. Осевые усилия на привод ротора: от глины $F_{\text{грунт}}$; от бентонита $F_{\text{бент}}$

Снижение действующего коэффициента превышения компенсации с $K = 1,28$ (цикл № 617) до $K = 0,79$ (цикл № 770) приводит к тому, что усилие на привод ротора во время остановки повышается с ~ 0 до ~ 150 кН, то есть противодействие бентонита смещению грунтового забоя становится недостаточным.

Таким образом, для проходки в песках достаточно соблюдать значение коэффициента превышения компенсации больше 1, чтобы противодействовать смещению грунтового забоя во время остановки проходки.

Мониторинг усилий на ротор и компенсирующих давлений бентонита для проходки в глине показал следующее. Действующий коэффициент превышения компенсации меньше 1, хоть и увеличивается с $K = 0,58$ (цикл № 800) до $K = 0,74$ (цикл № 808), но усилие на привод ротора во время остановки повышается с ~ 0 до ~ 100 кН, то есть противодействие бентонита смещению грунтового забоя становится недостаточным.

Здесь во время проходки в глине фактором, ограничивающим эффективность гидропригруза, является перенасыщение бентонитового раствора глинистыми частицами, что значительно снижает качество бентонитовой корки. Косвенно оценить работы по повышению качества бентонитового раствора можно по продолжительности работы $T_{\text{сеп}}$ сепарационной установки, удаляющей глину из транспортного раствора с помощью пресс-фильтров за предыдущие 5-6 циклов проходки. В цикле № 800, где наблюдалась удовлетворительная компенсация давления забоя, продолжительность $T_{\text{сеп}}$ составляла 3,25 суток, а в цикле № 808 с неудовлетворительной компенсацией давления забоя - продолжительность сепарации $T_{\text{сеп}} = 0,69$ суток явно не достаточна для восстановления качества бентонитового раствора.

Таким образом, при анализе обеспечения давления гидравлического пригруза по трассе тоннеля мы воспользовались неоспоримым преимуществом гидропригрузной ТБМ - возможностью определять фактическую нагрузку от грунта и соотносить ее со значением давления бентонитовой суспензии.

Выводы. В работе использованы преимущества гидропригрузной ТБМ S-290 касательно возможностей интерактивного мониторинга давления в забое на примере объекта исследований – проходки левого перегонного тоннеля (ЛПТ) от ст. «Лефортово» до ст. «Авиамоторная» Московского метрополитена.

Мы воспользовались ранее разработанной методикой расчета запаса пригруза по данным постоянных замеров прижимных усилий ротора, которая определяет коэффициент превышения компенсационного давления над действующим давлением со стороны грунтового массива в забое.

После сравнения фактических значений давления пригруза с рекомендуемыми значениями сделано заключение о фактическом соблюдении (при допуске незначительном превышении) рекомендуемой диаграммы давления пригруза на участке тоннеля.

Представлены выборочные результаты дискретно-непрерывного мониторинга показателей осевого усилия на привод ротора: значений нагрузки от грунта, передающейся через ротор, и значений нагрузки от давления бентонитовой суспензии, регистрируемого датчиками давления среды в забое.

Для проходки в песках достаточно соблюдать значение коэффициента превышения компенсации больше 1, чтобы противодействовать смещению грунтового забоя во время остановки проходки.

Во время проходки в глине фактором, ограничивающим эффективность гидропригруза, является перенасыщение бентонитового раствора глинистыми частицами, что значительно снижает качество бентонитовой корки, косвенно оцениваемое по продолжительности работы сепарационной установки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мазеин С.В., Федунец Б.И., Вознесенский А.С. Мониторинг отпора и объема грунта в тоннеле при щитовой проходке с бентонитовым пригрузом // Метро и тоннели. – 2015. - № 3. – С. 18-21.
2. Соломатин Ю.Е., Потапов М.А., Мазеин С.В. Активный пригруз забоя при щитовой проходке как фактор обеспечения сохранности существующей застройки мегаполиса // Транспортное строительство. –2013. –№5. –С. 7–10.
3. Мазеин С.В. Контроль инъекционного давления твердеющего раствора за обделкой тоннеля и проходческим щитом // Горное оборудование и электромеханика. - М. - 2009. - № 11. - С. 41-45.
4. Мазеин С.В., Вознесенский А.С. Влияние нагрузок от щита на вертикальную деформацию здания на поверхности вдоль трассы тоннеля // Горный информационно-аналитический бюллетень. - 2007. - № 11. - С.155-164.
5. Макаревич Г.В. Щиты с грунто- и гидропригрузом. Преимущества и недостатки работы ТПМК с различными пригрузами забоя // Метро и тоннели. – 2004. - № 1. – С. 22-25.
6. Мазеин С.В., Соломатин Ю.Е. Активный пригруз забоя. Большие миксциты «Херренкнехт» в Москве // Метроинвест. -2004. -№ 4. -С. 18-22.
7. СТО НОСТРОЙ 2.27.19-2011 Сооружение тоннелей тоннелепроходческими механизированными комплексами с использованием высокоточной обделки.
8. Мазеин С.В., Вознесенский А.С. Мониторинг усилий прижима ротора и давления мягких грунтов при щитовой проходке тоннелей // Геотехника. -2014. -№1, -С. 44-51.
9. Мазеин С.В. Использование характеристик прижима ротора для контроля запаса суспензионного пригруза при тоннельной щитовой проходке // Горное оборудование и электромеханика. -М.: -2010. -№ 3. -С. 2-8.

УДК 622.34

УСТРОЙСТВО РАЗДЕЛИТЕЛЬНОЙ ПЕРЕГОРОДКИ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СИЛОСАХ ДЛЯ ХРАНЕНИЯ ИЗВЕСТНЯКА И ГИПСА

ПЕТРУШИН А. Г.¹, ФРАНЦ В. В.¹, ВЛАДИМИРОВ Ю. Б.², ЯРДЯКОВ А. С.³

¹ ФГБОУ ВО «Уральский государственный горный университет», г. Екатеринбург

² ООО «Уральский центр диагностики строительных конструкций», г. Екатеринбург

³ ООО «Научно-инжиниринговый центр архитектуры и строительства»,

г. Екатеринбург

Аннотация. При реконструкции технологической линии разработана конструкция внутренней железобетонной перегородки в монолитных железобетонных силосах для разделения потока сыпучих материалов: дробленого известняка и гипса.

Ключевые слова: железобетонный силос, внутренняя железобетонная перегородка, расчет несущей способности, чертежи.

THE DEVICE OF THE SEPARATED PARTITION IN REINFORCED CONCRETE SILOSES FOR STORAGE OF LIMESTONE AND GYPSUM

PETRUSHIN ALEKSEJ GENNAD'EVICH¹, FRANTS VLADIMIR VLADIMIROVICH¹,

VLADIMIROV YURIJ BORISOVICH², YARDYAKOV ARTEM SERGEEVICH³

¹Ural state mining University

² LLC "Ural center for diagnostics of building constructions"

³ LLC Scientific and Engineering Center for Architecture and Building

Abstract: During the reconstruction of the technological line, the construction of the internal reinforced concrete partition in monolithic reinforced concrete silos was made to separate flow of dry materials: crushed limestone and gypsum.

Key words: reinforced concrete silos, internal reinforced concrete partition, calculation of bearing capacity, drawings.

Силосный склад дробленого известняка и гипса цементного завода ОАО "Сухо-ложскцемент" представляет собой 12 железобетонных силосов.

При реконструкции технологической линии возникла необходимость устройства в существующих силосах внутренних перегородок для разделения потока сыпучих материалов.

Для решения поставленной задачи ООО «УЦДСК» провёл обследование технического состояния силосов и разработало документацию (чертежи) для устройства внутренней разделительной перегородки [1]:

- в результате обследования конструкций 4-х силосов установлена возможность устройства внутренней перегородки;
- выбрана и разработана конструкция внутренней перегородки;
- выполнен расчет несущей способности проектируемой перегородки и других существующих конструкций, включая наружные стены, перекрытия и фундаменты;
- разработаны рабочие чертежи внедрённой железобетонной перегородки.

Силос из монолитного железобетона предназначен для хранения дробленого известняка и гипса представляет собой сооружение цилиндрической формы диаметром 12 м и высотой 19,5 м, стоящее вертикально на днище, которое опирается на колонны (рис. 1).



Рис. 1. Железобетонные силосы

Стены силоса монолитные железобетонные толщиной 240 мм, выполнялись в скользящей опалубке. Высота стен составляет 20,0 м. Прочность бетона соответствует классу В22,5.

После проведения технического обследования силосов было принято решение по оформлению конструкции разделительной перегородки в виде железобетонной плиты защемленной в днище и стенках силоса и выполнен ее расчет для последующего конструирования и оформления рабочих чертежей.

Исходные данные для расчета:
 Внутренний диаметр силоса – 11,52 м;
 Высота силоса – 20 м;
 Толщина стены силоса – 240 мм;
 Сыпучий материал – дробленые известняк и гипс; объемный вес – $\gamma^H = 16,0$ кН/м³.

Высота перегородки 18,0 м.

Расчет выполняется при односторонней максимальной загрузке перегородки.

При расчете стены и перегородки силоса учитывается их усиление металлической обечайкой (лист толщиной 8 мм).

Сбор нагрузки на стенки силоса и перегородку выполнен в соответствии указаниями главы 16 [2].

В табл.1 приведены значения q_l на полосу перегородки высотой 1м на разных глубинах у при полном заполнении силоса.

Расчет выполнен в программном комплексе "ЛИРА". При расчете перегородки использована схема расчета плиты, опертой по контуру с защемлением с 3-х сторон (внизу и по вертикальным стенкам) верх плиты свободный и в расчете принимается как шарнир. Расчетная схема приведена на рисунках 2-4. Результаты расчетов приведены на рисунках 5-10.

Таблица 1

Отм., м	+25,0	+21,0	+17,0	+13,0	+9,0	+7,0
q_b , КН/м (1м)	0	72	131	163	191	212

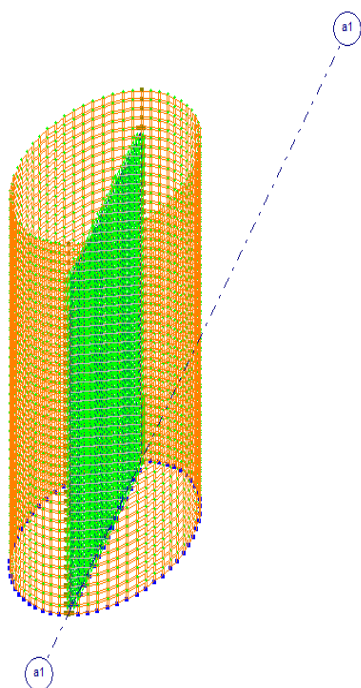


Рис. 2. Расчетная схема

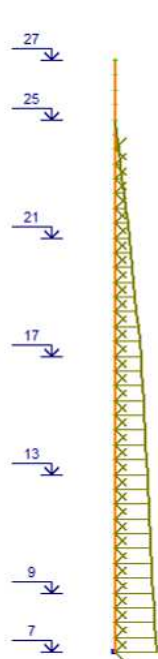


Рис. 3. Нагрузки на наружные стены

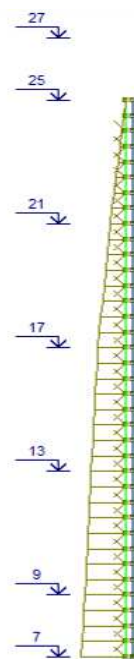


Рис. 4. Нагрузки на перегородку

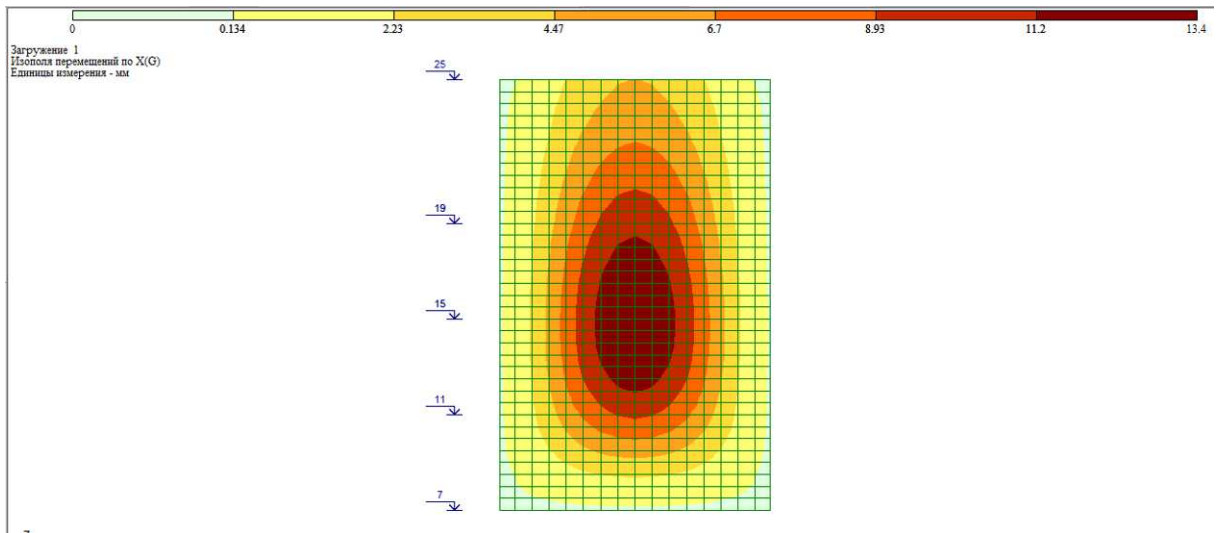


Рис. 5. Результаты расчета. Прогиб перегородки

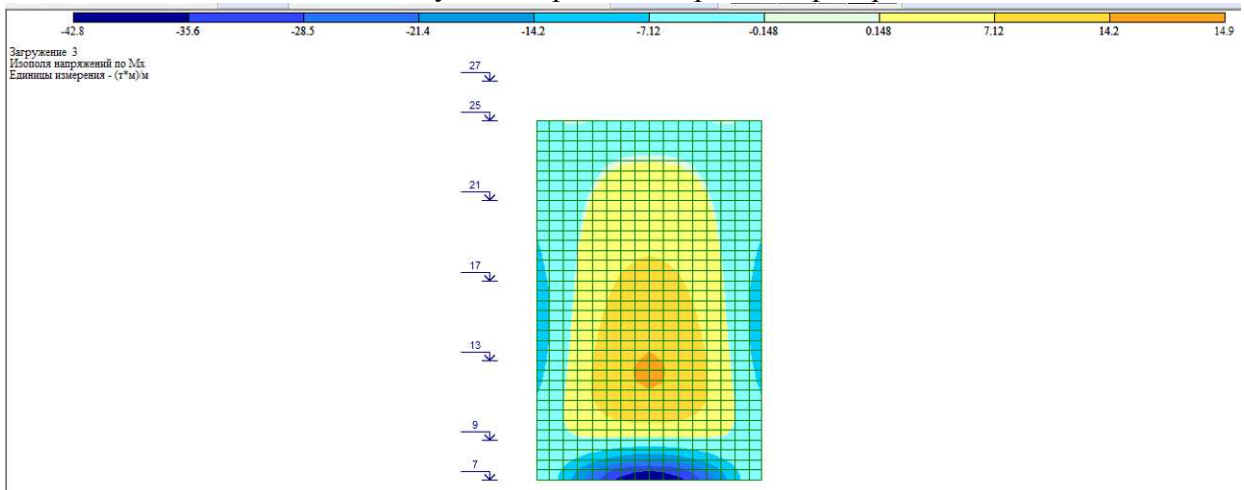


Рис. 6. Результаты расчета. Момент M_x в перегородке

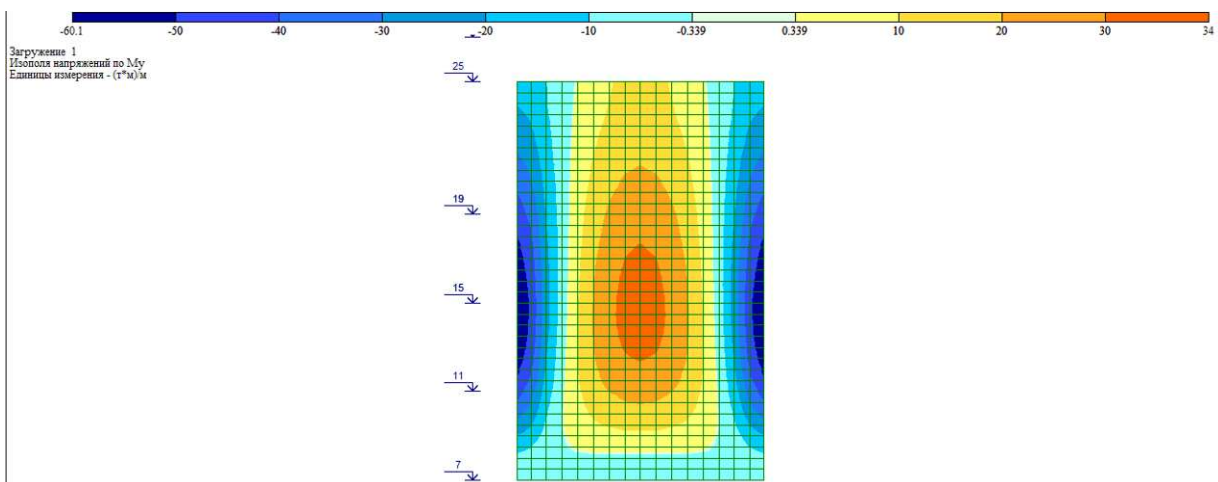


Рис. 7. Результаты расчета. Момент M_y в перегородке

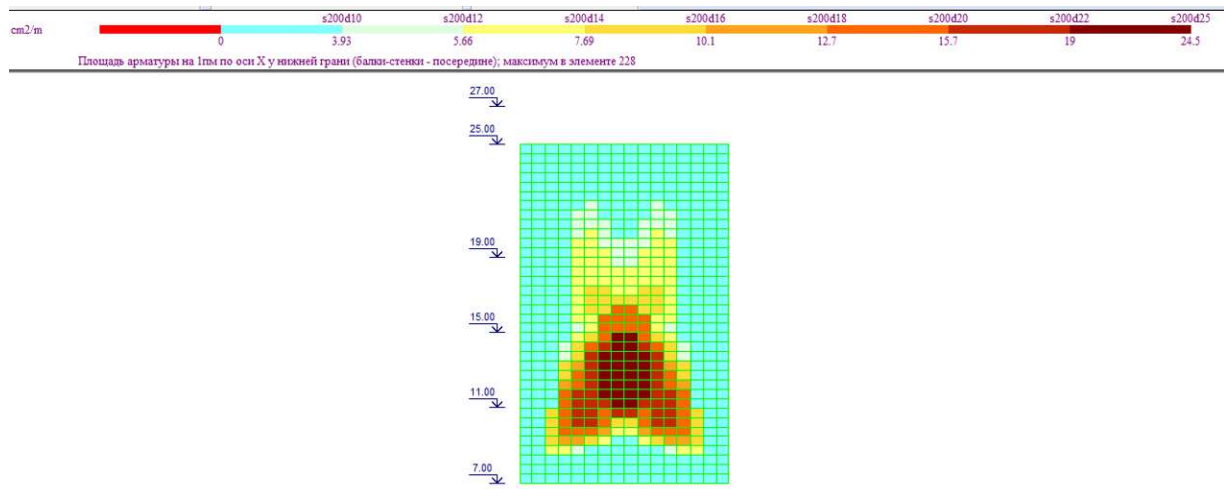


Рис. 8. Результаты расчета. Армирование вертикальное

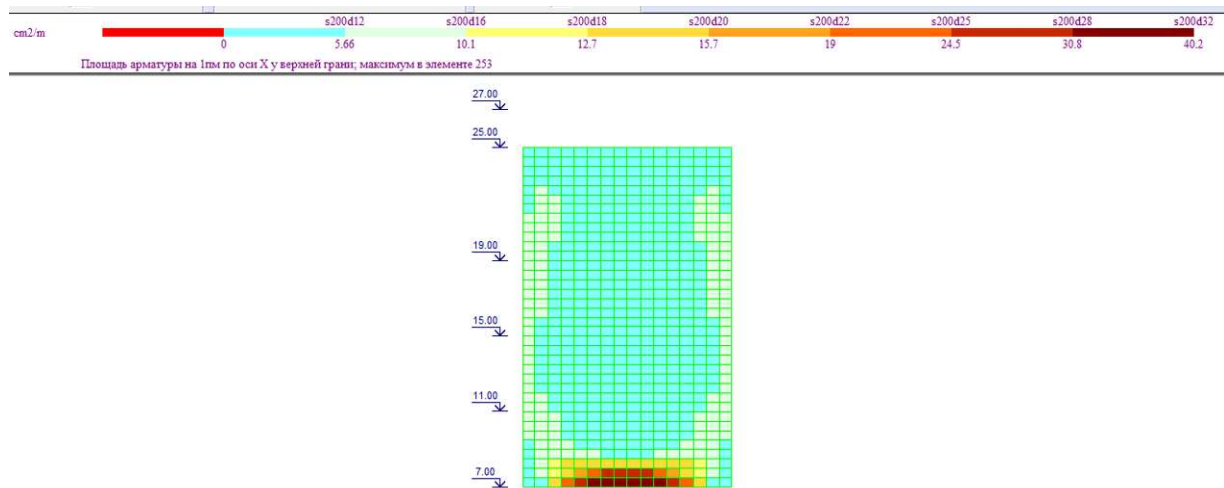


Рис. 9. Результаты расчета. Армирование вертикальное

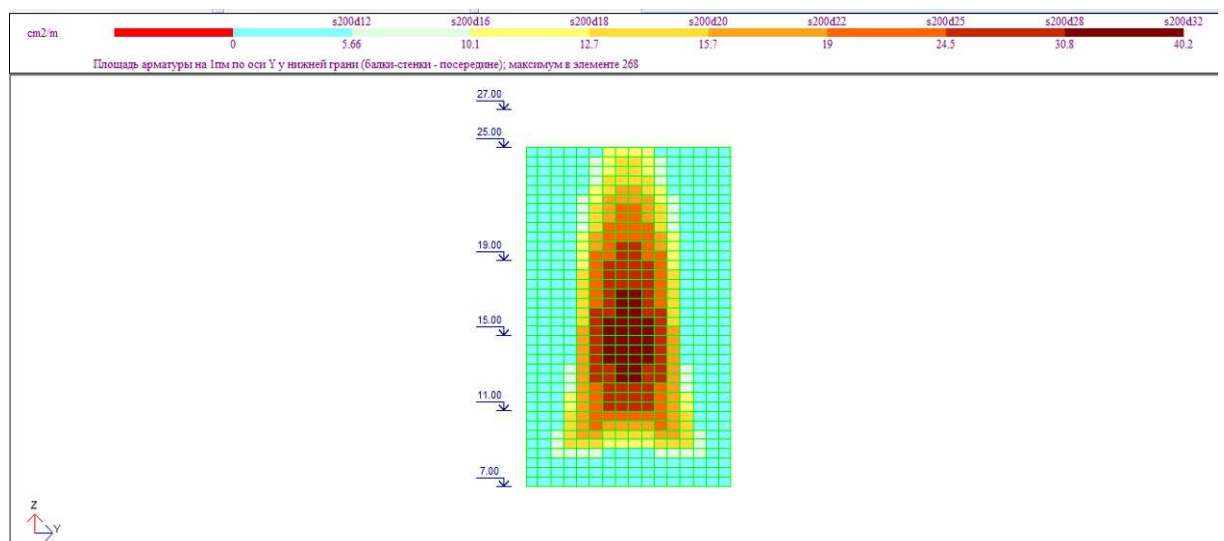


Рис. 10. Результаты расчета. Армирование горизонтальное

Выводы.

По результатам поверочных расчётов сделаны следующие выводы:

1. Армирование новой конструкции внутренней перегородки принять следующее: горизонтальные стержни $\text{Ø}32$ мм, вертикальные стержни $\text{Ø}25$ мм, с шагом 200 мм, класс арматуры АШ. Бетон класса В40.

2. Толщины существующей наружной стены и ее армирования достаточно для восприятия новых нагрузок.

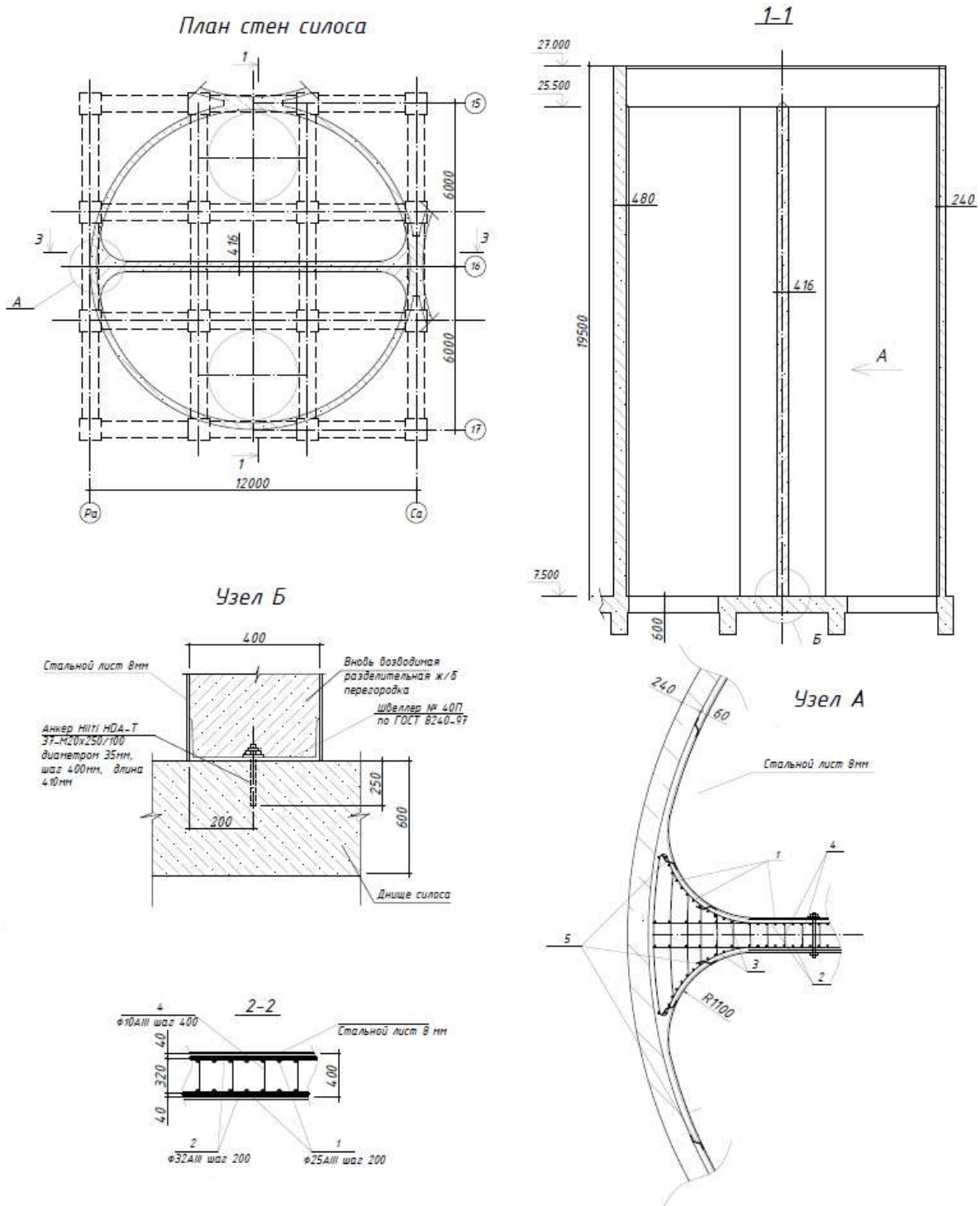


Рис. 11. Конструкция внутренней железобетонной перегородки

3. При расчете перегородки использована схема расчета плиты, опертой по контуру с заземлением с 3-х сторон (внизу и по вертикальным стенкам). Верх плиты свободный и в расчете принимается как шарнир.

4. Жесткость «по низу» обеспечена швеллером №40, прикрепленным к днищу распорными цанговыми болтами «Hilti», а также металлической обечайкой, закрепленной в армированной железобетонной перегородке, работающих как единая монолитная конструкция на сжатие от опорного момента.

5. Жесткость узлов по вертикали обеспечена развитым в сечении примыканием перегородки к стенке силоса в виде капители, дополнительным армированием гнутыми по радиусу стержнями и металлической обечайкой с 2-х сторон, закрепленной в армированной железобетонной перегородке и в стенке силоса.

Конструкция внутренней железобетонной перегородки показана на рис. 11.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Технический отчет 01/13 «Обследование технического состояния строительных конструкций силоса добавок с выдачей технической документации по устройству разделительной перегородки». ООО «УЦДСК», г. Екатеринбург, 2013.

2. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2 Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика)/ Под общ. Ред. В.В.Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П.Мельникова) – М.: изд-во АСВ, 1998.-512 стр. с илл.

УДК 622.276.55, 622.4

МЕТОДЫ БОРЬБЫ С ПОВЫШЕННЫМИ ТЕМПЕРАТУРАМИ ШАХТНОЙ АТМОСФЕРЫ В РАБОЧИХ ЗОНАХ НЕФТЯНЫХ ШАХТ ЯРЕГСКОГО НЕФТЯНОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ

КРУГЛОВ Ю. В.¹

¹Филиал Пермского федерального исследовательского центра УрО РАН «ГИ УрО РАН», г. Пермь

Аннотация. Одной из наиболее сложных задач, с решением которых сталкивается НШПП «Яреганефть» ООО «ЛУКОЙЛ-Коми» (Республика Коми, г. Ухта), являющееся единственным в мире предприятием, осуществляющим добычу тяжелой высоковязкой нефти термощахтным способом, является разработка технологии поддержания температуры шахтного воздуха в пределах значений, определяемых современными нормами промышленной безопасности. Нарастание объемов добычи тяжелой нефти на Ярегском нефтяном месторождении, сопровождающееся увеличением объемов закачиваемого в нефтяной пласт перегретого пара, влечет за собой рост температур воздуха в рабочих зонах, приводящий к ухудшению условий труда персонала нефтяных шахт, падению производительности его работы и снижению уровня безопасности ведения горных и нефтедобычных работ, что в конечном итоге приводит к ухудшению показателей нефтедобычи. В статье дана краткая технико-экономическая оценка эффективности различных способов борьбы с тепловыделениями и нормализации температурных параметров атмосферы в горных выработках применительно к условиям Ярегского нефтяного месторождения, а также рассмотрены наиболее перспективные из них.

Ключевые слова: нефтяная шахта, шахтная атмосфера, рудничная вентиляция, теплоизоляция горных выработок, кондиционирование горных выработок, проветривание шахты.

METHODS OF DEALING WITH HIGH TEMPERATURES OF THE MINE ATMOSPHERE IN THE WORKING AREAS OF THE OIL MINES OF THE YAREGA OIL FIELD

KRUGLOV YURIJ VLADISLAVOVICH ¹

¹Mining Institute of the Ural Branch of the Russian Academy of Sciences

Abstract. Yareganefit (Komi Republic, Ukhta) is the only company in the world that produces heavy, highly viscous oil using the thermo-mining method. One of the most difficult tasks that this enterprise faces is the development of technology to maintain the temperature of the mine air within the limits determined by modern industrial safety standards. The increase in heavy oil production at the Yaregskoye oil field, accompanied by an increase in the volume of superheated steam injected into the oil reservoir, leads to an increase in air temperatures in the working areas, leading to deterioration of the working conditions of the personnel of oil mines, reduced performance of its work and reduced safety of mining and oil production works, which ultimately leads to a deterioration in oil production. The article provides a brief technical and economic assessment of the effectiveness of various methods of controlling heat generation and normalizing the temperature parameters of the atmosphere in mine workings in relation to the conditions of the Yaregskoye oil field, and also considers the most promising of them.

Key words: oil mine, mine atmosphere, mine ventilation, thermal insulation of mine workings, air conditioning of mine workings, mine ventilation.

Одной из наиболее сложных задач, с решением которых сталкивается НШПП «Яреганефть» ООО «ЛУКОЙЛ-Коми» (Республика Коми, г. Ухта), являющееся единственным в мире предприятием, осуществляющим добычу тяжелой высоковязкой нефти термошахтным способом, является разработка технологии поддержания температуры шахтного воздуха в пределах значений, определяемых современными нормами промышленной безопасности. Нарастание объемов добычи тяжелой нефти на Ярегском нефтяном месторождении, сопровождающееся увеличением объемов закачиваемого в нефтяной пласт перегретого пара, влечет за собой рост температур воздуха в рабочих зонах, приводящий к ухудшению условий труда персонала нефтяных шахт, падению производительности его работы и снижению уровня безопасности ведения горных и нефтедобычных работ, что в конечном итоге приводит к ухудшению показателей нефтедобычи. В статье дана краткая технико-экономическая оценка эффективности различных способов борьбы с тепловыделениями и нормализации температурных параметров атмосферы в горных выработках применительно к условиям Ярегского нефтяного месторождения, а также рассмотрены наиболее перспективные из них.

Ярегское нефтетитановое месторождение было открыто в 1932 г. на территории современной Республики Коми и располагается в 18 км от г. Ухты. В настоящее время на данном месторождении ведется активная промышленная разработка тяжелой высоковязкой нефти методом термошахтной добычи.

Нефть Ярегского месторождения относится к нафтеноароматическим. Продуктивный девонский пласт залегает на глубине 130 — 220 м, его средняя нефтенасыщенная толщина — 26 м. Легкие фракции, выкипающие до 200 °С, отсутствуют. Динамическая вязкость ярегской нефти при естественной пластовой температуре (+8 °С) составляет 12 Па·с. Плотность нефти в пластовых условиях равна 933 кг/м³, дегазированной — 945 кг/м³, объемный коэффициент равен 1,02.

В период с 1939 по 1972 гг. разработка нефти на Ярегской площади осуществлялась путем использования естественной энергии пласта («ухтинская» и более прогрессивная уклонно-скважинная системы разработки). Всего на естественном режиме истощения энергии пласта шахтным способом в этот период было добыто 7 448 тыс. т нефти при среднем коэффициенте извлечения, равном 0,035.

В 1972 г. на Ярегском месторождении впервые были применены термические методы воздействия на нефтяной пласт. Используемый термошахтный способ добычи нефти предусматривает строительство системы горных выработок, пройденных в продуктивном нефтяном пласте, и пробуренных из них подземных полого-восходящих эксплуатационных скважин. Закачка пара в пласт осуществляется через поверхностные паронагнетательные скважины, расположенные по контуру разрабатываемых участков. Дальнейшее распределение пара в толще пласта происходит через сетку подземных парораспределительных скважин.

В настоящий момент с использованием термошахтной технологии на Ярегской площади Ярегского месторождения добывается более 1 млн т нефти в год. Существующий проект развития Ярегской площади предусматривает увеличение добычи до 3,5 млн т нефти в год.

Разработка нефтяной залежи на Ярегской площади ведется с помощью трех нефтяных шахт: НШ-1, -2 и -3.

В данный момент в качестве системы разработки на Ярегской площади в основном применяется подземно-поверхностная система (см. рисунок 1). Отличием подземно-поверхностной системы от других систем термошахтной разработки является закачка пара в пласт через нагнетательные скважины, пробуренные с поверхности. Система пароснабжения выносится на поверхность, что позволяет закачивать в пласт пар предельно допустимых параметров. Параметры закачиваемого пара принимаются следующими: избыточное давление — до 1,5 МПа, температура — до 210 °С, сухость пара — не менее 0,7.

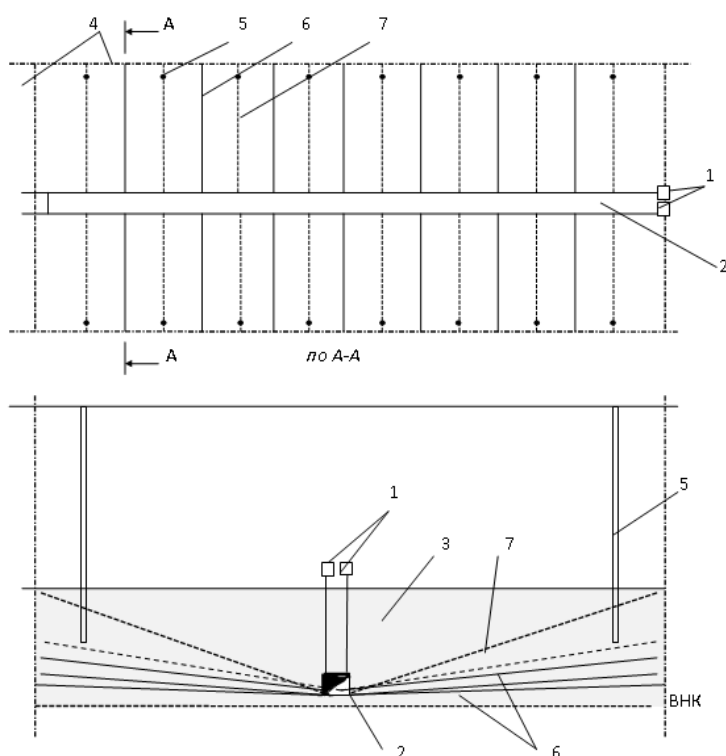


Рисунок 1 – Схема подземно-поверхностной системы термошахтной разработки:
 1 – ходок, уклон ствола; 2 – галерея; 3 – нефтяной пласт; 4 – граница участка; 5 – поверхностная нагнетательная скважина; 6 – подземная добывающая скважина; 7 – подземная парораспределительная скважина

Кроме подземно-поверхностной системы, на Ярегской площади применяется и одногоризонтная система разработки, при использовании которой закачка пара осу-

ществляется через подземные нагнетательные скважины, пробуренные из буровых галерей. В галерее пар подается с поверхности по пароподающим скважинам, и далее по подземным паропроводам он транспортируется до нагнетательных скважин. Параметры закачки пара в пласт из горных выработок согласно требованиям системы разработки следующие: избыточное давление — до 1,5 МПа, температура — до 210 °С, сухость — не менее 0,7.

Поскольку паротепловое воздействие на нефтяной пласт приводит к значительному разогреву породного массива, он начинает отдавать тепло внутришахтной атмосфере, что приводит к значительному повышению температуры воздуха в буровых галереях и примыкающих к ним горных выработках.

Основными источниками тепловыделений в атмосферу горных выработок являются следующие:

— от стенок, кровли и почвы подземных горных выработок, расположенных в разогретом массиве продуктивного пласта;

— от разогретой до 100 °С нефтесодержащей жидкости (НСЖ), отбираемой из подземных эксплуатационных скважин и транспортируемой открытым способом по водоотливным канавкам и подошвам горных выработок буровых галерей до водонефтяных зумпфов;

— от нефтепроводов и насосных агрегатов, перекачивающих НСЖ;

— от оголовков и устьевого оборудования подземных скважин.

Можно рассматривать и другие источники тепловыделений (прорывы пара в горные выработки через трещины в горном массиве, через заколонное пространство подземных скважин и пр.), однако, как показали исследования, они не вносят существенного вклада в общий объем тепловыделений в силу непостоянного влияния на процесс теплообмена с шахтным воздухом.

В настоящее время допустимый диапазон температур воздуха в горных выработках нефтяных шахт определяется пп. 133 — 135 [1], в которых указано, что температура воздуха в добычных, подготовительных и других действующих выработках у мест, где работают люди, не должна превышать 26 °С при относительной влажности до 90 % и 25 °С — при относительной влажности свыше 90 %. При кратковременном пребывании людей в буровых галереях допускается повышение температуры до 36 °С включительно.

Сотрудниками ГИ УрО РАН производились воздушно-депресссионные и температурно-влажностные съемки нефтяных шахт НШ-1, -2 и -3 НШПП «Яреганефть», которые показали, что в настоящее время на ряде участков имеются превышения предельно допустимой температуры +36 °С, что представляет собой фактор, самым негативным образом влияющий на промышленную безопасность. Помимо того, что сами по себе такие температуры не способствуют повышению производительности труда, при таких температурах невозможно использование шахтных самоспасателей, температурный диапазон работы которых ограничен +40 °С [2], а это уже несет непосредственную опасность жизни персонала при возникновении аварийных ситуаций.

На рис. 2 приведен фрагмент схемы из отчета по температурной съемке нефтяной шахты НШ-1, на котором видно, что в части выработок наблюдается превышение температуры воздуха над нормативными показателями, равными 36 °С. Аналогичная картина наблюдается и на отдельных участках вентиляционных сетей остальных шахт — НШ-3 и НШ-2.

С целью определения доли каждого типа тепловыделений в их суммарном количестве Горным институтом УрО РАН были произведены тепловизионные съемки рабочих зон нефтяных шахт (см. рис. 3), на основе которых были сделаны следующие выводы:

1. Основными источниками тепловыделений в добычных буровых галереях являются НСЖ, поверхность разогретого породного массива и устьевое оборудование скважин.

2. Вклад конкретного источника в общую сумму теплового потока, поступающего в атмосферу горных выработок, зависит от степени прогрева конкретного участка.

3. На эксплуатируемых добычных участках доля тепlopоступлений от породного массива составляет в среднем 43 %, от нефтесодержащей жидкости — 43 %, от скважин — 14 %.

4. По мере прогрева массива доля тепlopоступлений от массива возрастает (до 65 %), от НСЖ — падает (до 25 %).

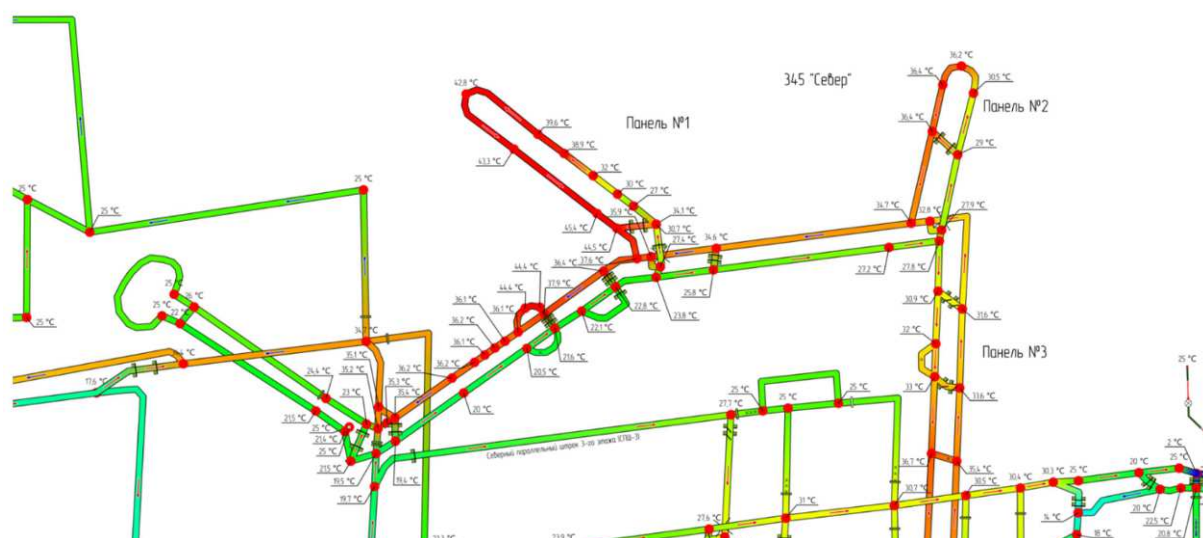


Рисунок 2 – Фрагмент схемы из отчета по температурной съемке вентиляционной сети нефтяной шахты НШ-1 НШПП «Яреганефть»

В настоящее время известно несколько методов борьбы с повышенными температурами воздуха в шахтах и рудниках, основными из которых являются:

1. Увеличение расхода воздуха на проблемных участках.
2. Уменьшение площади поверхности горных выработок, передающих тепло воздуху.
3. Применение теплоизоляционных крепей.
4. Применение систем охлаждения (кондиционирования) шахтного воздуха.
5. Применение закрытой системы сбора нефти для исключения воздействия флюидов на шахтную атмосферу.

Вариант № 1 для нефтяных шахт неприменим, поскольку требует реконструкции вентиляционной сети шахты, строительства новой главной вентиляторной установки (ГВУ), а кроме того, ограничен максимально допустимой скоростью движения воздушной струи, равной 6 м/с (приложение № 8 [1]). Вариант № 2 невозможен в силу наличия большого количества оборудования, в том числе технологических трубопроводов, в выработках, необходимости соблюдения минимальных размеров зазоров и проходов (приложение № 3 [1]).

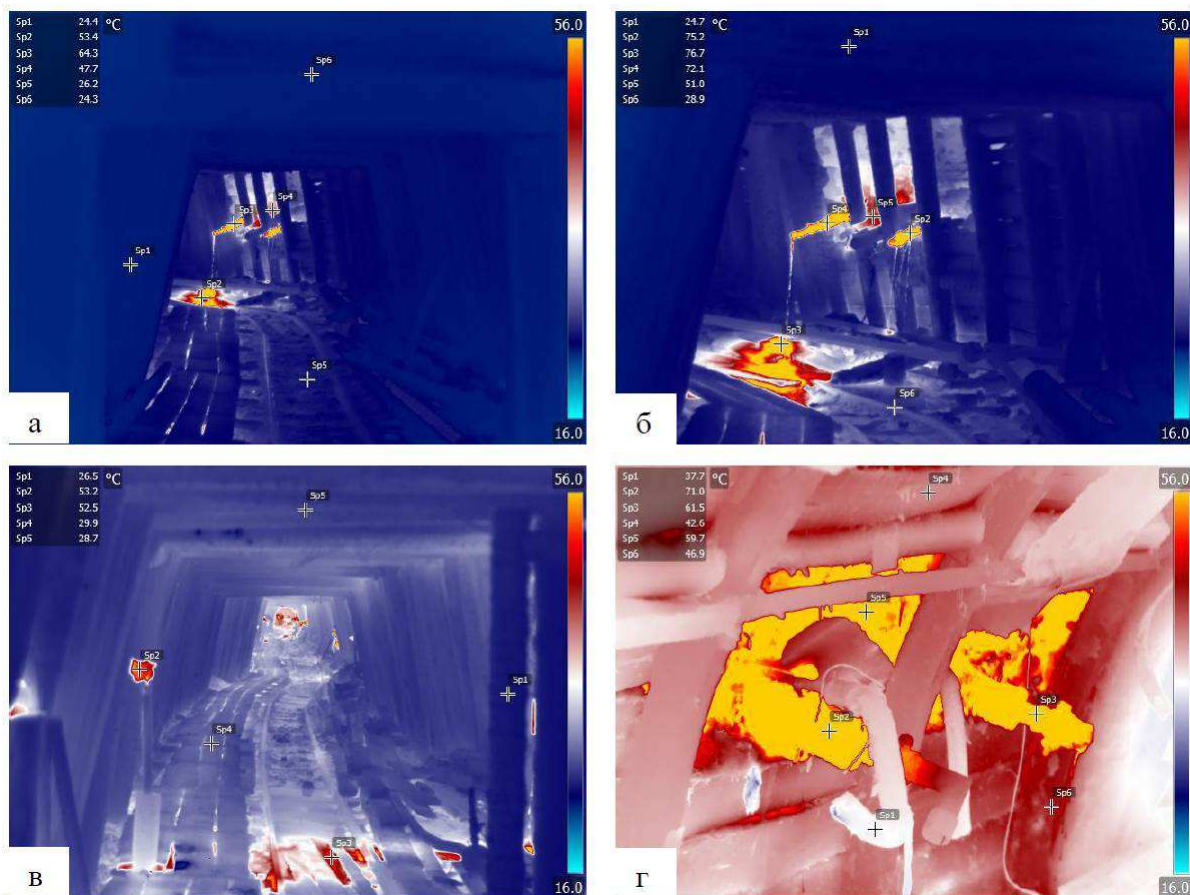


Рисунок 3 – термоснимки панели № 1 уклонного блока 345 «Север» НШ-1 НШПП «Яреганефть»

Применение систем кондиционирования возможно, но их использование может быть оправдано лишь на участках с коротким вентиляционным путем, поскольку охлажденная воздушная струя, поступая в зону с разогретым породным массивом, очень быстро подогревается, и ее температура достигает предельных значений. В настоящее время проектируемые буровые галереи в нефтяных шахтах имеют значительную протяженность (более 1 и даже 2 км), поэтому применение систем кондиционирования не даст нужного эффекта.

Как указывалось в начале статьи, одной из отличительных особенностей нефтяных шахт является неглубокое залегание продуктивного нефтяного пласта, что позволяет организовывать секционные схемы проветривания, при которых вентиляция уклонных блоков осуществляется обособленно от шахты, за счет депрессии вспомогательной вентиляторной установки, установленной на поверхности.

При проектировании уклонного блока 3Т-9 нефтяной шахты НШ-1 ГИ УрО РАН применил частично-секционную схему проветривания (рис. 4), при этом на поверхностной кустовой площадке воздухоподающей и вентиляционных скважин ВПС-101 и -102 располагается вентиляторная установка на базе агрегатов УВЦГ-15, а воздухоподготовка осуществляется с помощью блочно-модульных установок УКВ, позволяющих подогревать воздух в холодный период времени года (п. 136 [1]) и охлаждать в его лето. Воздух поступает в уклонный блок по воздухоподающей скважине ВПС-102, а затем распределяется по горным выработкам с помощью воздуховода распределенной раздачи, подвешенным к кровле. Теплоизолированный воздуховод распределенной раздачи позволяет доставить охлажденный воздух непосредственно в рабочую зону, избежав его прогрева при продвижении по разогретым выработкам.

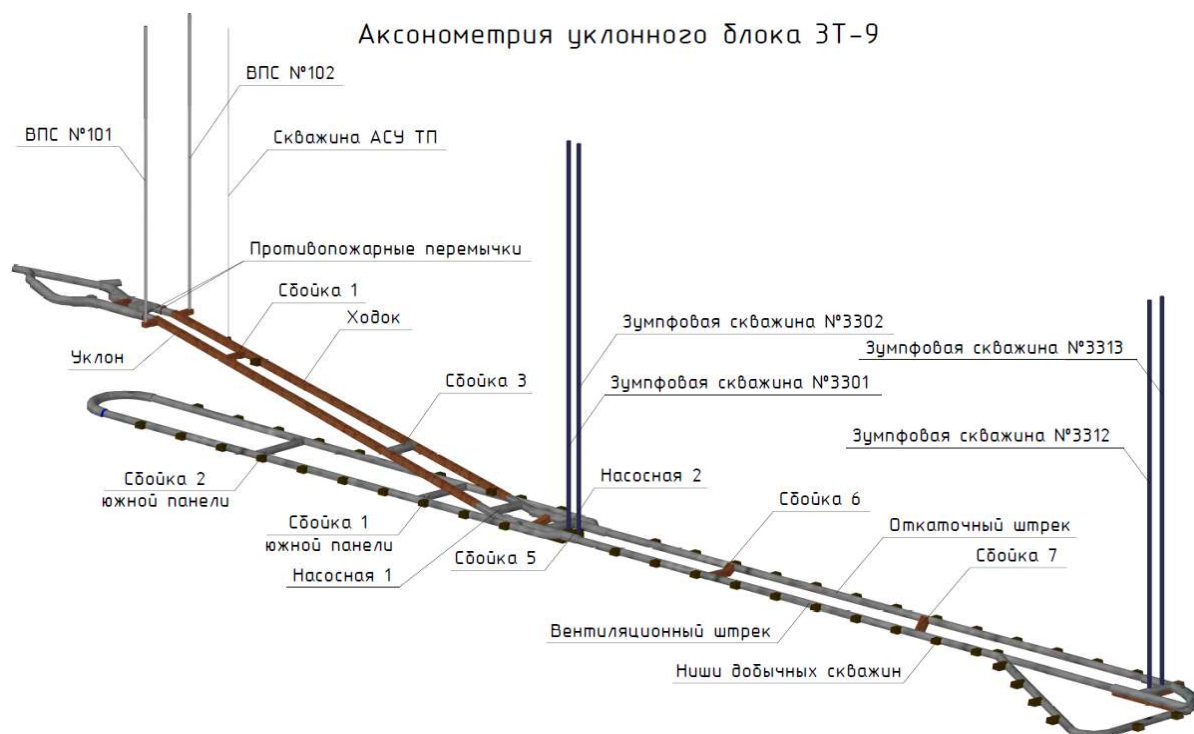


Рисунок 4 – Аксонометрическая схема уклонного блока ЗТ-9 нефтяной шахты НШ-1 НШПП «Яреганефть»

Тем не менее, в процессе строительно-монтажных работ, пуско-наладки и эксплуатации данной схемы были вскрыты ее недостатки, а именно:

1. Высокая стоимость оборудования для кондиционирования.
2. Сложность монтажа воздуховода распределенной раздачи в стесненных условиях подземных горных выработок.

При подготовке проектной документации для реконструкции нефтяных шахт ШШ-1, -2 и -3 перед специалистами ГИ УрО РАН была поставлена задача разработать эффективные, простые в реализации и удовлетворяющие современным требованиям промышленной безопасности и методы борьбы с повышенными температурами, которые полностью соответствуют требованиям органов государственной экспертизы.

В процессе термодинамического моделирования было установлено, что наиболее эффективным подходом является комплексное решение, представляющее собой теплоизоляцию стенок, кровли и почвы горных выработок вкуче с изоляцией НСЖ от шахтной атмосферы путем устройства закрытой системы сбора нефти (теплообмен между НСЖ и шахтным воздухом минимален).

Разработанная конструкция теплоизоляционной крепи приведена на рис. 5. Стоимость 1 погонного метра теплоизоляции, согласно разработанной сметной документации, составила ок. 36 тыс. руб. в текущих ценах.

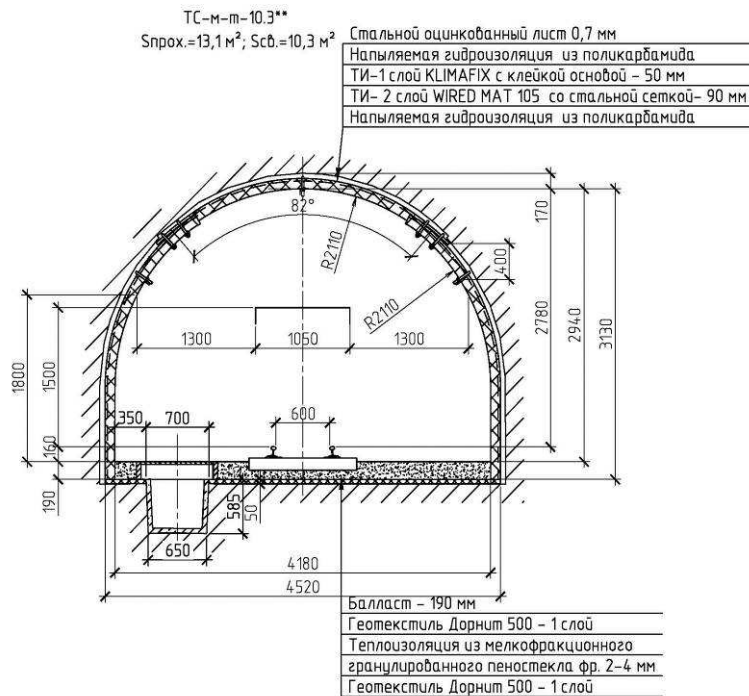


Рисунок 5 – Конструкция теплоизоляционной крепи, использованная в проектной документации для объекта «Реконструкция подземного комплекса нефтяных шахт НШ-1, -2 и -3 НШПП «Яреганефть»»

Как видно из рис. 7, даже при наиболее жестких условиях (температура входящей струи +23,2 °С — температура воздуха обеспеченностью 0,98 для условий г. Ухты [4]) разработанные комплексные технические решения по теплоизоляции горных выработок (включающие закрытую систему сбора НСЖ) позволяют строить выработки длиной до 2400 м (при скорости воздушной струи 2 м/с) без дополнительных мероприятий по кондиционированию. При этом температура воздуха не превышает допустимые +36 °С. Моделирование производилось при следующих граничных условиях: температура стенок и кровли +50 °С, подошвы +40 °С.

В заключение необходимо отметить:

1. Собственно кондиционирование без применения теплоизоляции горных выработок применимо лишь при длине вентиляционного пути до 300 — 400 м.
2. Повышение скорости воздушной струи даже до максимально допустимых значений, равных 6 м/с, не дает должного эффекта из-за быстрого подогрева воздуха до предельных значений даже в холодный период.
3. Наиболее эффективным методом борьбы с повышенными температурами в рабочих зонах нефтяных шахт является применение теплоизоляции подземных горных выработок и закрытой системы транспорта разогретой нефтесодержащей жидкости.
4. Стоимость теплоизоляции ориентировочно в 10 — 20 раз ниже стоимости систем кондиционирования.

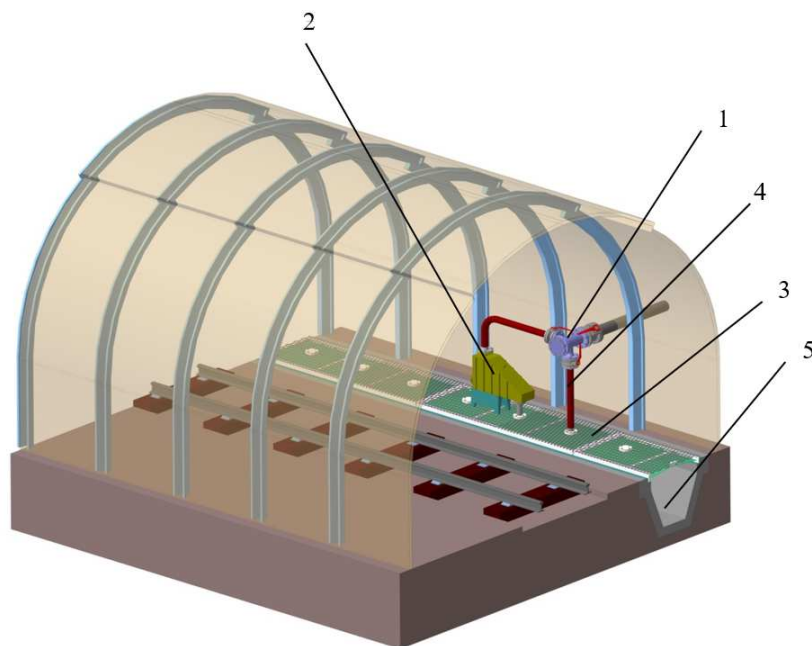


Рисунок 6 – Комплексные решения по нормализации микроклиматических параметров: теплоизолированная крепь + закрытая система транспорта НСЖ. 1 – устьевое оборудование, 2 – клапан-отсекатель, 3 – металлические трапы с экранами над дренажной канавкой, 4 – гибкие металлические теплоизолированные трубопроводы с комплектом запорной арматуры, 5 – дренажная канавка

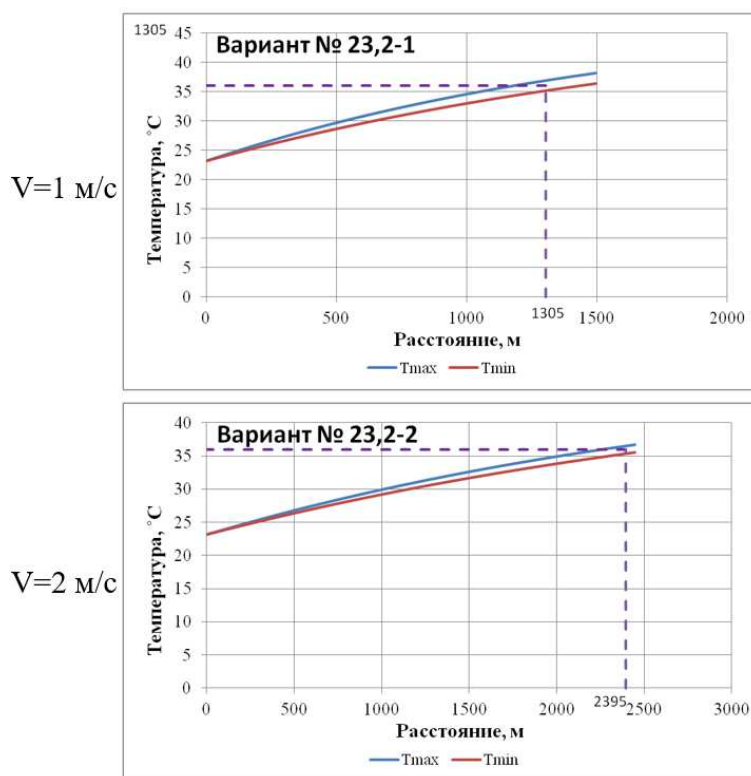


Рисунок 7 — График нагрева воздушной струи в теплоизолированной буровой галерее с системой закрытого транспорта НСЖ с температурой кровли и стенок +50 °С, температурой почвы +40 °С при скоростях воздушной струи 1 и 2 м/с, при температуре входящей струи +23,2 °С

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федеральные нормы и правила в области промышленной безопасности «Правила промышленной безопасности при разработке нефтяных месторождений шахтным способом».
2. Самоспасатель для подземных работ ШСС-Т. Руководство по эксплуатации ВТ8.154.000 РЭ.
3. Воздушно-депресссионная и температурно-влажностная съемки вентиляционных сетей нефтяных шахт НШ-1, -2, -3. Построение компьютерных моделей вентиляционных сетей нефтяных шахт НШ-1, -2, -3. Определение основных источников тепловыделения в горных выработках нефтяных шахт № 1, 2, 3, с учетом результатов воздушно-депресссионных и температурно-влажностных съемок нефтяных шахт № 1, 2, 3. Разработка компьютерных моделей вентиляционных сетей нефтяных шахт № 1, 2, 3.
4. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99.

УДК 622.276.55

РАЗРАБОТКА ПРОЕКТА РЕКОНСТРУКЦИИ НЕФТЯНЫХ ШАХТ НШ-1, -2 и -3 ЯРЕГСКОГО НЕФТЯНОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ И МЕТОДЫ ИХ РЕШЕНИЯ

СЕДНЕВ Д. Ю.¹

¹Филиал Пермского федерального исследовательского центра УрО РАН
«ГИ УрО РАН», г Пермь

Аннотация. В ближайшие годы ООО «ЛУКОЙЛ-Коми» планирует значительно нарастить объемы добычи тяжелой высоковязкой нефти на Ярегском нефтетитановом месторождении. Реализация данной задачи требует реконструкции горных предприятий Ярегского месторождения, поскольку в текущем виде они не позволяют решить задачу увеличения нефтедобычи.

ГИ УрО РАН выполняет проектные работы по реконструкции нефтяных шахт №№ 1, 2 и 3. Данные работы направлены на повышение производительности нефтяных шахт, ввод в разработку оставшихся запасов продуктивного пласта, приведение выработок в соответствие нормам промышленной безопасности и требованиям законодательства в области технического регулирования.

В статье представлены основные задачи, возникшие в ходе выполнения проектных работ по реконструкции нефтяных шахт, и пути их решения на практике.

Ключевые слова: нефтяная шахта, высоковязкая нефть, рудничная вентиляция, проветривание шахты, буровая галерея, уклонный блок.

DEVELOPMENT OF PROJECT FOR RECONSTRUCTION OF THE OIL MINES NUMBER 1, 2 AND 3 OF THE YAREGA OIL FIELD. MAIN TASKS AND METHODS FOR THEIR SOLUTION

SEDNEV DANIL YUR'EVICH¹

¹Mining Institute of the Ural Branch of the Russian Academy of Sciences

Abstract. LUKOIL-Komi LLC plans to significantly increase the production of heavy high-viscosity oil at the Yaregskoye oil field. The implementation of this task requires the reconstruction of the mining enterprises of the Yaregskoye field, since in their current form they do not allow to solve the problem of increasing oil production.

Perm Mining Institute performs design work for the reconstruction of oil mines Nos. 1, 2 and 3. These works are aimed at improving the performance of oil mines, entering into the development of

the remaining reserves of the reservoir, bringing workings into compliance with industrial safety standards and the requirements of legislation in the field of technical regulation.

The article presents the main tasks arising in the course of the design work on the reconstruction of oil mines, and ways to solve them in practice.

Key words: oil mine, high viscosity oil, mine atmosphere, mine ventilation, drilling gallery, mine block.

Тезисы.

В ближайшие годы ООО «ЛУКОЙЛ-Коми» планирует значительно нарастить объемы добычи тяжелой высоковязкой нефти на Ярегском нефтетитановом месторождении. Реализация данной задачи требует реконструкции горных предприятий Ярегского месторождения, поскольку в текущем виде они не позволяют решить задачу увеличения нефтедобычи.

ГИ УрО РАН выполняет проектные работы по реконструкции нефтяных шахт №№ 1, 2 и 3. Данные работы направлены на повышение производительности нефтяных шахт, ввод в разработку оставшихся запасов продуктивного пласта, приведение работ в соответствие нормам промышленной безопасности и требованиям законодательства в области технического регулирования.

В статье представлены основные задачи, возникшие в ходе выполнения проектных работ по реконструкции нефтяных шахт, и пути их решения на практике.

Ярегская площадь Ярегского нефтяного месторождения разрабатывается тремя нефтяными шахтами, эксплуатируемыми ООО «ЛУКОЙЛ-Коми». Нефтяная шахта — это горное предприятие, осуществляющее добычу нефти подземным способом из горных выработок. Нефтяная шахта, как и любое подземное горнодобывающее предприятие, состоит из стволов, околоствольного двора, капитальных выработок, подготовительных выработок и уклонных блоков.

Уклонный блок — добычная единица нефтяной шахты. Текущая система разработки — подземно-поверхностная, термошахтная. Термошахтная система разработки использует подачу теплоносителя (пара) в нефтяной пласт для снижения вязкости нефти, при этом нефть под действием гравитационных сил изливается в горные выработки, расположенные в почве нефтяного пласта. Коэффициент извлечения нефти при этом составляет более 50 %. На рис. 1 приведена схема подземно-поверхностной системы разработки [1].

Уникальность нефтяной шахты состоит в одновременном ведении подземных горных работ (проходка подготовительных горных выработок) и нефтедобычных работ. На нефтяные шахты распространяют свое действие сразу несколько федеральных нормы и правил в области промышленной безопасности:

1. Правила промышленной безопасности при разработке нефтяных месторождений шахтным способом [2].
2. Правила безопасности при ведении горных работ и переработке твердых полезных ископаемых [3].
3. Правила безопасности в нефтяной и газовой промышленности [4].

Несмотря на наличие значительного числа нормативных требований, для выполнения проектных работ и разработки эффективной методики проектирования их все равно недостаточно, поскольку нефтяные шахты являются уникальными объектами, аналогов которым в России и в мире не существует. Решением задачи совершенствования современной нормативной базы для нефтяных шахт была разработка обоснования безопасности опасного производственного объекта, выполненная ГИ УрО РАН, включающая в себя решения для оптимизации программы капитального строительства и повышения энергоэффективности производства [5].

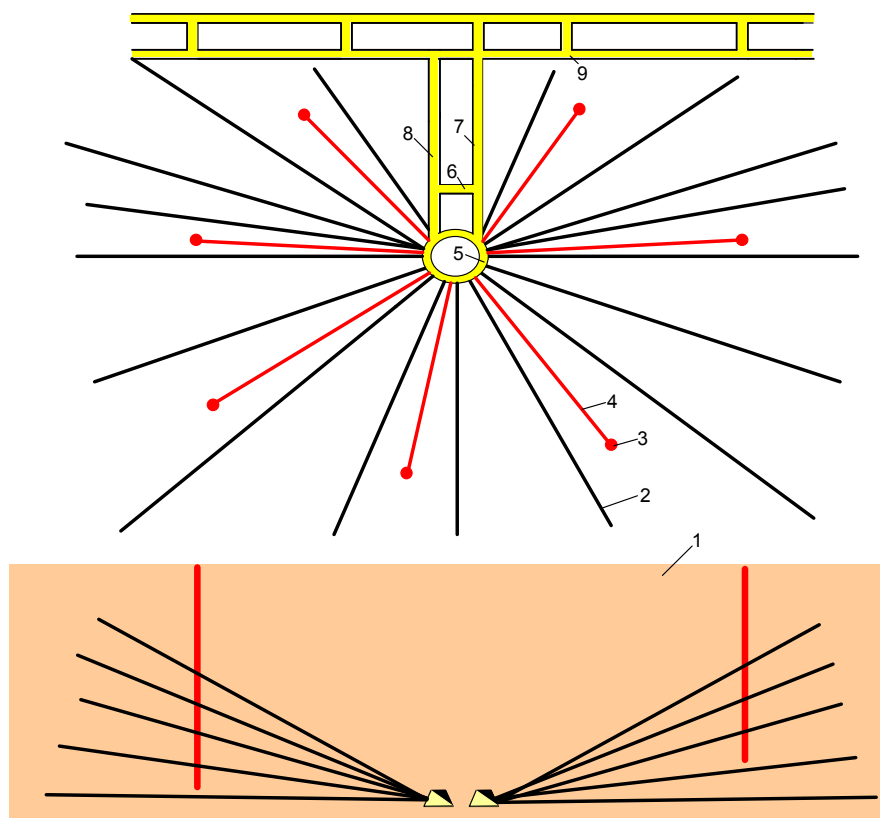


Рисунок 1. Подземно-поверхностная система разработки: 1 – нефтяной пласт; 2 – добычная скважина; 3 – нагнетательная скважина; 4 – распределительная скважина; 5 – буровая галерея; 6 – насосная; 7 – ходок; 8 – уклон; 9 – полевые выработки

Основные решения, заложенные в разработанных ГИ УрО РАН обоснованиях безопасности:

- Замена дорогостоящих нерациональных требований промышленной безопасности эффективными компенсирующими мероприятиями.
- Обоснование подачи воздуха с отрицательной температурой до минус 8 °С в скважины секционного проветривания (в отличие от +2 °С, предусмотренных [2, 3]).
- Разработка методики учета теплового фактора при расчете вентиляции нефтяных шахт в совокупности с применением мероприятий по теплоизоляции горных выработок.

До начала проектирования ГИ УрО РАН нефтяных шахт методики учета теплового фактора в нефтяных шахтах не существовало. Единственным требованием по микроклимату в [2] является требование о соблюдении температурного режима, при котором выполняются условия максимальной температуры в рабочих зонах до +26 °С, а в зонах без постоянного присутствия персонала — до +36 °С. На рис. 2 приведена картина, полученная в результате тепловизионной съемки до начала проведения работ по реконструкции нефтяных шахт.

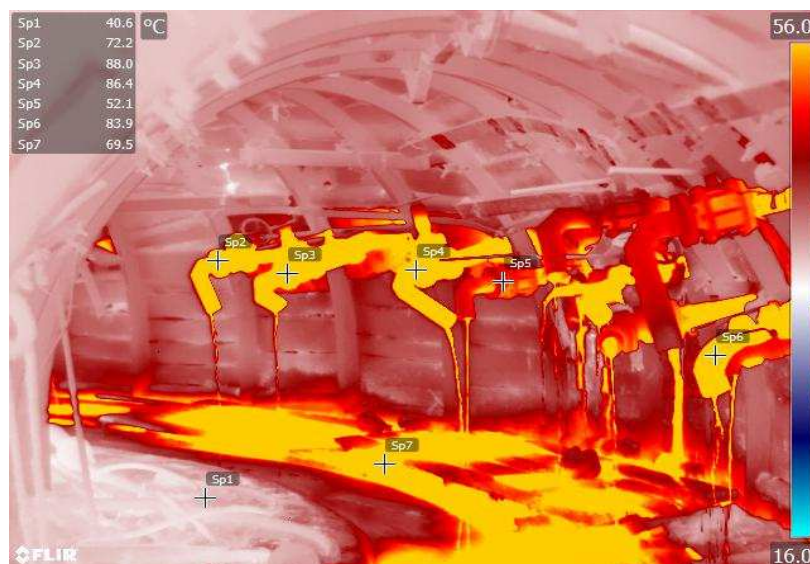


Рисунок 2. Тепловизионная съемка буровой галереи нефтяной шахты

В процессе подготовки проектной документации возникла задача расчета количества воздуха, необходимого для проветривания нефтяной шахты и ее участков, по тепловому фактору. ГИ УрО РАН разработал новую «Временную инструкцию по расчету количества воздуха для проветривания нефтяных шахт НШПП «Яреганефть»», которая впервые учла данный фактор для условий нефтяных шахт. Поскольку тепловой фактор был рассчитан с применением математического моделирования, данная методика была легализована в обосновании безопасности, прошедшем экспертизу промышленной безопасности и зарегистрированном в реестре Ростехнадзора. Принцип расчета теплового фактора базируется на введении критерия предельного вентиляционного пути — количества метров горной выработки, пройдя по которым, воздух не нагреется выше +36 °С (в зависимости от вида примененных теплоизоляционных мероприятий).

Требуемое количество воздуха для проветривания горных выработок напрямую зависит от площадей их поперечных сечений. Для обеспечения нефтедобычи в горных выработках требуется выполнить 2 условия:

- Возможность бурения скважин из подземных горных выработок.
- Обслуживание скважин из горных выработок, их промывка, возможность размещения всех требуемых вспомогательных инженерных сетей.

При подготовке проектной документации для реконструкции нефтяных шахт одной из основных задач в области нефтедобычи стала разработка закрытой системы нефтесбора, представляющей собой систему герметичных трубопроводов. В процессе проектирования были выявлены следующие сложности, связанные с использованием такой системы:

- Нефтедержащая жидкость поступает из скважин вместе со значительными объемами песчаных примесей, что вызывает необходимость очистки системы с использованием специального оборудования.

- Применение герметичной системы требует дополнительного строительства системы дегазации, так как углеводородные газы будут скапливаться в одной точке — водонефтяном зумпфе.

- Требуется увеличение сечений горных выработок, поскольку трубопровод системы нефтесбора занимает в плане горной выработки около 0,5 метра. Поскольку технологическим процессом предусмотрено, фактически, повторное разбуривание скважин (промывка от песка), наличие данного трубопровода вызовет сложности при раз-

мещении бурового станка. Это влечет за собой необходимость в расширении буровой галереи на 0,5 метра в плане, что приведет к значительным капитальным затратам и повысит требования к проветриванию шахты (увеличится расход воздуха, подаваемый в добычные блоки).

С учетом обозначенных осложняющих факторов задача устройства системы закрытого нефтесбора была решена путем строительства водоотливных канавок большого сечения ($0,4 \text{ м}^2$) с настильными теплоизолированными трапами, что полностью решило все указанные проблемы. Дополнительным положительным результатом применения такой конструкции является снижение требований к вентиляции по тепловому фактору в силу того, что нагретая часть канавки будет отдавать тепло вентиляционной струе только через теплоизолированный трап.

В качестве альтернативы специализированному оборудованию по очистке системы нефтесбора от песка проектом предусмотрены перегородки с шиберами в емкостях сбора нефтесодержащей жидкости — зумпфах. Конструкция водонефтяных зумпфов приведена на рис. 3.

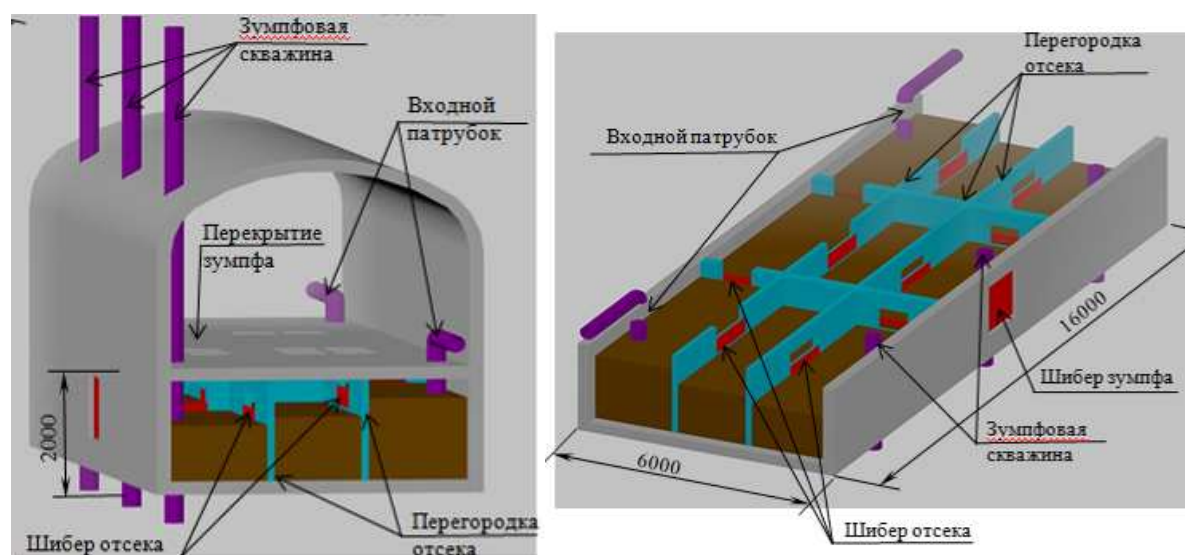


Рисунок 3. Конструкция водонефтяного зумпфа

Всасывающий и нагнетательный патрубки перекачивающих насосов расположены в разных концах зумпфа. При заполнении зумпфов возникает эффект коалесценции, что приводит к отложению значительной части песка на дно зумпфа.

В заключение необходимо отметить, что проект реконструкции нефтяных шахт не является заключительным этапом в их развитии. Существует большое количество других не решенных и требующих пристального внимания научно-прикладных задач, решение которых повысит производительность и безопасность работ на данных нефтедобывающих предприятиях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коноплев Ю. П., Буслаев В. Ф., Ягубов З. Х., Цхадая Н. Д. Термошахтная разработка нефтяных месторождений. 2006. — 288 с.: ил.
2. Приказ Ростехнадзора от 28.11.2016 № 501 ФНП в области промышленной безопасности от 28.11.2016 № 501 «Правила промышленной безопасности при разработке нефтяных месторождений шахтным способом».
3. Приказ Ростехнадзора от 11.12.2013 № 599 ФНП в области промышленной безопасности от 11.12.2013 № 599 «Правила безопасности при ведении горных работ и переработке твердых полезных ископаемых» (с изменениями на 21 ноября 2018 года).

4. Приказ Ростехнадзора от 12.03.2013 № 101 ФНП в области промышленной безопасности от 12.03.2013 № 101 «Правила безопасности в нефтяной и газовой промышленности» (с изменениями на 12 января 2015 года) (редакция, действующая с 1 января 2017 года).

5. Приказ Ростехнадзора от 15.07.2013 № 306 ФНП в области промышленной безопасности от 15.07.2013 № 306 «Общие требования к обоснованию безопасности опасного производственного объекта» (с изменениями на 12 июля 2018 года).

СОДЕРЖАНИЕ

ОСВОЕНИЕ И РАЦИОНАЛЬНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА УРБАНИЗИРОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Панжин А. А., Панжина Н. А. Деформационный мониторинг воздействия строительства метрополитена на здания и сооружения	4
Бурака Ф. С., Ларионов Р. И., Егоров Г. Д. Напряженно-деформированное состояние железобетонных обделок шахтных стволов, сооружаемых под защитой ограждающих конструкций в г. Санкт-Петербурге	10
Егоров Г. Д., Попович А. В. Смещения «стены в грунте» при строительстве станций мелкого заложения в Санкт-Петербурге	17
Лебедев М. О. Напряженно-деформированное состояние обделки транспортного тоннеля при строительстве и эксплуатации	25
Бурин Д. Л., Козин Е. Г. Комплексное решение вопросов предотвращения промерзания обделки вентиляционных стволов, эксплуатируемых в Петербургском метрополитене	32
Бурин Д. Л. Актуальные проблемы эксплуатации вентиляционных стволов на линиях Петербургского метрополитена	39
Анциферов С. В., Саммаль А. С., Фомин А. В. Метод определения напряженного состояния обделок параллельных тоннелей, сооруженных вблизи склона	48
Саммаль А. С., Воронина И. Ю., Залесский К. Е. Учет влияния укрепительной цементации пород при проектировании обделок параллельных подводных тоннелей	57
Саммаль А. С., Анциферов С. В., Павлова Н. С. Учет влияния границы раздела слоев пород при расчете подземных сооружений	64
Анциферов С. В., Трещева О. В., Феклин А. А. Математическое моделирование напряженно-деформированного состояния геомеханической системы «массив грунта–обделка тоннеля–защитный экран из труб»	68
Анциферов С. В., Бурзяев В. С., Тормышева О. А. Исследование напряженного состояния области укрепленных пород вокруг горной выработки	74
Деев П. В., Петрухин М. А. Построение огибающих эпюр напряжений при расчете тоннелей мелкого заложения на сейсмические воздействия	81
Политов А. П., Масаев Ю. А., Масаев В. Ю. Задачи геотехнического сопровождения освоения подземного пространства города Кемерово	88
Захаров А. В., Маховер С. Э. Планирование эксперимента по определению теплопроводности песчаных грунтов на основе гранулометрического состава	92
Захаров А. В., Маховер С. Э. Оценка теплопроводности песчаных грунтов на основе гранулометрического состава	95
Зорин И. М., Плешко М. С. Высокопрочные смеси для герметизации «холодных» швов обделки транспортных тоннелей	98
Деменков П. А. Моделирование методом конечных элементов компенсационного нагнетания для защиты зданий от проходки тоннеля	102
Викулов В. М. Анализ свайной крепи котлована с тремя ярусами восходящих анкеров и вертикальной нагрузкой на призме обрушения в режиме вероятностного статистического моделирования	109
Волков М. Н. Геомеханический анализ горнотехнических объектов	125

ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ И ГОРНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Балек А. Е. Учет процессов современной геодинамики при строительстве и эксплуатации подземных сооружений	129
Харисов Т. Ф., Харисова О. Д. Численное моделирование устойчивости массива в процессе разработки месторождения в сложных горно-геологических условиях	135
Харисова О. Д. О проблеме прогноза обрушений земной поверхности при подземной разработке месторождений	144
Першин В. В., Копытов А. И., Вети А. А. Обоснование параметров и разработка конструкций клиновых предохранительных полков при углубке вертикальных стволов.....	147
Кайшау Ж. Ж. З., Плешко М. С. Анализ инженерно-геологических условий прибрежной зоны Мозамбика и стран Южной Африки.....	154
Гец А. К., Вишневский А. Г., Омшарук А. С. Уменьшение вредного влияния горных работ на земную поверхность, при ведении очистных работ с применением столбовой системы разработки, путём оптимизации ширины межпанельного целика	162
Гец А. К., Вишневский А. Г., Омшарук А. С. Выбор СУБД для информационного обеспечения имитационного моделирования технологических процессов горного производства	166
Новиков А. О., Шестопалов И. Н. Характер деформирования массива, вмещающего горные выработки, и способы повышения его устойчивости.....	169
Новиков А. О., Шестопалов И. Н. Направления решения проблемы повышения устойчивости выработок в условиях НШУ «Яреганефть» ооо «Лукойл-Коми»	177
Масаев Ю. А., Масаев В. Ю. О взаимосвязи техногенной деятельности с проявлениями землетрясений в Кузбассе.....	181
Масаев Ю. А., Масаев В. Ю., Политов А. П. Повышение качества взрыва комплекта шпуровых зарядов ВВ при сооружении горных выработок в сложных горногеологических условиях.....	184
Корнеев В. А., Корнеев П. А. Мобильная установка для выбуривания керна.....	188
Паньков И. Л., Ефимова А. А. Изучение характера деформирования карналлита при объемном сжатии	190
Вохмин С. А., Требуш Ю. П., Курчин Г. С., Кирсанов А. К. Краткое описание процессов, происходящих в момент взрыва заряда взрывчатого вещества в горном массиве.....	192
Франц В. В. Прогноз устойчивости горных пород в подземной выработке, ослабленных трещиной.....	195
Прищепа Д. В. Исследование устойчивости подземных выработок на основе моделирования трещиноватых породных массивов	201
Королев К. В., Стахнёв Я. О., Жукова Е. Н. К вопросу о горном давлении и сводообразовании.....	209
Карян Г. Г., Королев К. В., Полянкин Г. Н., Яковлев К. Н. Совершенствование методов расчета несущей способности грунтовых оснований с учетом наличия в массиве подземных сооружений или мерзлого слоя грунта	216
Ефремов Е. Ю. Анализ условий завершения процесса воронкообразования на земной поверхности подземных рудников	223

Соколов В. В., Капулкина Д. В., Полянская А.Э. К прогнозу устойчивости горных выработок на основе фрактальных исследований поверхности ослабления трещиноватого породного массива	230
Тронда Т. В., Полещук Е. В. Зависимость прочностных характеристик озерных пылевато-глинистых грунтов Беларуси от показателя текучести.....	234
Латышев О. Г. Методические основы прогноза устойчивости подземных выработок	239
Хлебников П. К. Опытные-промышленные испытания рамно-анкерной крепи в условиях шахты «Соколовская» (Казахстан)	247
Латышев О. Г., Чистяков Н. А., Малоземов А. С. Оценка активируемых взрывом нарушений в горных породах для проектирования рациональных параметров буровзрывных работ	253
Латышев О. Г., Казак О. О. Исследование влияния увлажнения горных пород на их прочностные и деформационные характеристики.....	260
Петрушин А. Г., Викулов В. М. Оценка несущей способности тубинговой крепи вертикальных стволов	267
Мазин С. В., Вознесенский А. С., Островский Н. С. Возможности мониторинга бентонитового пригруза ТБМ на строящихся участках московского метрополитена	271
Петрушин А. Г., Франц В. В., Владимиров Ю. Б., Ярдяков А. С. Устройство разделительной перегородки в железобетонных силосах для хранения известняка и гипса	278
Круглов Ю. В. Методы борьбы с повышенными температурами шахтной атмосферы в рабочих зонах нефтяных шахт Ярегского нефтяного месторождения	284
Седнев Д. Ю. Разработка проекта реконструкции нефтяных шахт НШ-1, -2 и -3 Ярегского нефтяного месторождения. Основные задачи и методы их решения.....	293

Уральский центр диагностики строительных конструкций

ООО «Уральский центр диагностики строительных конструкций» создан в 2004 году. Основное направление деятельности центра: обследование технического состояния зданий и сооружений, экспертиза промышленной безопасности зданий и сооружений.

В ходе обследования устанавливается необходимость ремонта, реконструкции или списания сооружения. По результатам обследования выдаются заключение и рекомендации по ремонту с использованием высококачественных ремонтных гидроизоляционных и других составов для восстановления, лечения и защиты бетонных, железобетонных и каменных конструкций, а также усилению конструкций с применением современных технологий (повышение несущей способности железобетонных конструкций композиционными материалами: ламинатами и холстами)

При обследовании строительных конструкций выполняется фотофиксация описание дефектов конструкций, а также определяется:



- прочность и однородность материала конструкций;
- упругие характеристики материалов;
- расположение и диаметр арматуры в бетоне конструкций;
- толщина защитного слоя бетона
- поверхностное водопоглощение;
- наличие скрытых дефектов в теле конструкции



Обследования, в основном, проводятся методами неразрушающего контроля в строгом соответствии требованиям нормативной документации с использованием приборов швейцарской фирмы «PROCEQ»: молотка Шмидта (определение прочности бетона склерометрическим методом) и локатора арматуры – Profometer 5 (определение положения арматурных стержней и толщины защитного слоя бетона)

По требованию заказчика прочность бетона в конструкциях может быть определена по образцам (кернам, выбуренным из бетона конструкции).

Влажность бетона в конструкции измеряется с помощью прибора Hydromette UNI-2 фирмы «GANN»



Наши заказчики:

- ЗАО «Режевской щебеночный завод»;
- ЗАО «Зелен Камень»;
- ЗАО «Корпорация «Атомстройкомплекс»;
- МУ «УЖК г. Новоуральска»;
- ООО «УРАЛГИПРОШАХТ»;
- ООО «Управление строительства Пермской ГРЭС»;
- ЗАО «УралМедьСтрой»;
- ПЖСК «ЦЕНТР-АС»;
- ЗАО «УГМК-Вторцветмет»;
- ООО «СУХОЛОЖСКЦЕМЕНТ»;
- ООО «СФЗ»



ДИРЕКТОР
ГЛАВНЫЙ ИНЖЕНЕР

Владимиров Юрий Борисович
Петрушин Алексей Геннадьевич

8 902 87 45 475
8 908 92 83 316

УЦДСК

620144, Екатеринбург, ул. Куйбышева, 30
Телефон/факс: (343) 283-09-61, yuri.wladimirov@gmail.com

Научное издание

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО
И ЭКСПЛУАТАЦИЯ КОМПЛЕКСОВ
ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Труды VI Международной конференции

10-11 апреля 2019 г., г. Екатеринбург

Компьютерная верстка В.В. Франц

Подписано в печать 02.04.19 г. Формат 60×84¹/₈. Бумага офсетная.

Гарнитура Times New Roman. Усл. печ. л. 37,8. Уч.-изд. л. 35,1.

Тираж 50 экз. Заказ №

Издательство УГГУ. 620144, г. Екатеринбург, ул. Куйбышева, 30.
Отпечатано с оригинал-макета в лаборатории множительной техники
издательства УГГУ.