



**6-та Міжнародна науково-практична конференція  
молодих учених, аспірантів та студентів**

# **ПЕРСПЕКТИВИ ОСВОЄННЯ ПІДЗЕМНОГО ПРОСТОРУ**

# **МАТЕРІАЛИ КОНФЕРЕНЦІЇ**



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ,  
МОЛОДЕЖИ И СПОРТА УКРАИНЫ  
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ВЫСШЕЕ УЧЕБНОЕ ЗАВЕДЕНИЕ  
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ГОРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»**



## **ПЕРСПЕКТИВЫ ОСВОЕНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА**

### **МАТЕРИАЛЫ**

**6-Й МЕЖДУНАРОДНОЙ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКОЙ  
КОНФЕРЕНЦИИ МОЛОДЫХ УЧЕНЫХ, АСПИРАНТОВ И  
СТУДЕНТОВ**

**10 – 11 АПРЕЛЯ 2012 ГОДА**

**КОНФЕРЕНЦИЯ ПОСВЯЩЕНА ПЕРВЫМ ВЫПУСКНИКАМ**

**КАФЕДРЫ СТРОИТЕЛЬСТВА И ГЕОМЕХАНИКИ**

**НАЦИОНАЛЬНОГО ГОРНОГО УНИВЕРСИТЕТА**

**Днепропетровск 2012**

УДК 622.012.002.2; 622.268.13  
ББК 33.14:3315  
П26

Редакційна колегія:

- О.М. Шашенко** д-р техн. наук, проф., проректор з міжнародних зв'язків, завідувач кафедри будівництва і геомеханіки;  
**А.М. Роєнко** д-р техн. наук, проф., професор кафедри будівництва і геомеханіки;  
**О.В. Солодянкін** д-р техн. наук, проф., професор кафедри будівництва і геомеханіки;  
**С.М. Гапєєв** канд. техн. наук, доц., доцент кафедри будівництва і геомеханіки;  
**О.В. Халимендик** асистент кафедри будівництва і геомеханіки.

**Перспективи** освоєння підземного простору [Текст]: матеріали 6-ї міжнародної науково-практичної конференції молодих учених, аспірантів і студентів, 10–11 квітня 2012 р. [присвячена першим випускникам кафедри будівництва і геомеханіки НГУ] / редкол.: О.М. Шашенко [та ін.]– Д.: Національний гірничий університет, 2012. – 90 с. – Рос. мовою.

ISBN 978 – 966 – 350 – 346 – 2

Подано результати наукових досліджень молодих учених, аспірантів і студентів у різних напрямках освоєння підземного простору, що були розглянуті на засіданні секції 6-ї міжнародної науково-практичної конференції “Перспективи освоєння підземного простору”. Конференція проводилась у рамках діяльності Науково-освітнього центру підземної урбаністики Державного ВНЗ «Національний гірничий університет» (Україна), Московського державного гірничого університету (Росія) та Науково-навчального центру «Інтерпроект» Державного ВНЗ «Національний гірничий університет».

Матеріали збірника призначено для наукових працівників, аспірантів та студентів старших курсів вищих навчальних закладів України.

УДК 622.012.002.2; 622.268.13  
ББК 33.14:3315

ISBN 978 – 966 – 350 – 346 – 2

© Державний ВНЗ «Національний гірничий університет», 2012

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>А.В. Солодянкин, О.А. Солодянкина</i> Первые выпускники кафедры строительства и геомеханики НГУ	5
<i>С.Н. Гапеев, А.В. Халимендик, А.В. Халимендик</i> К вопросу повышения устойчивости протяженных выработок и их сопряжений в условиях больших глубин разработки.....	13
<i>О.Є. Григор'єв, Х.О. Горлова, М.В. Лижков</i> До питання визначення стійкості гірничого масиву, що вміщує підземні виробки та природні охоронні об'єкти.....	17
<i>Є.В. Кивлига</i> Визначення технологічних параметрів проходки гірничих виробок та розмірів блоку при відпрацюванні потужних покладів на глибоких горизонтах.....	21
<i>В.В. Вапнічна, Я.О. Колеснікова</i> Стан обробки тунелю метрополітену на лініях мілкового закладання.....	25
<i>С.А. Масленников, Д.И. Шинкарь</i> Технология строительства вертикального ствола с комбинированной крепью.....	28
<i>С.А. Масленников, Д.И. Шинкарь</i> Расчет параметров крепи с регулируемым режимом работы.....	31
<i>Л.В. Шайдецька, А.В. Йожиков, О.В. Кудрик</i> Тенденції розвитку технології будівництва інженерно-транспортних споруд.....	36
<i>К.К. Ткачук, Т.В. Гребенюк</i> Аналіз впливу якості бурових робіт на видобуток блочного каменю.....	39
<i>А.М. Самедов, Д.В. Ткач</i> Проблемы использования бескарбонатных и малокарбонатных слабых горных пород как основания подземных сооружений.....	42
<i>А.В. Солодянкин, Р.В. Оболонский</i> Обоснование эффективности мероприятий по снижению величины пучения почвы выработок на шахтах ПАО «Павлоградуголь».....	46
<i>С.Н. Гапеев, К.А. Горлова</i> Анализ напряженно-деформированного состояния автодорожного туннеля в программном комплексе SOFISTIK.....	51
<i>С.П. Минеев, Н.А. Горбунов, А.В. Карпенко, Е.А. Кравцова</i> Исследования внедрения свайного элемента в образец при вибростатическом нагружении.....	56

<i>А.В. Солодянкин, М.А. Выгодин, К.А. Нестеров</i> Перспектива развития днепропетровского метрополитена, сложности строительства и пути их решения.....	58
<i>В.В. Хворост</i> Амплитудно-частотные характеристики пролетных строений на поверхности шахт в условиях перехода на облегченные ограждающие конструкции.....	62
<i>О.О. Фролов, А.І. Залецька</i> Аналіз існуючих польових методів випробувань ґрунтів для міських підземних умов будівництва.....	68
<i>А.В. Солодянкин, А.С. Иванов, В.В. Раскидкин</i> Численные исследования геомеханических процессов в массиве пород в окрестности сопряжений.....	70
<i>Е.А. Загоруйко, Д.Л. Капинус</i> Влияние подземных работ на верхние слои массива грунта.....	77
<i>А.В. Солодянкин, Н.Н. Рубан</i> Оценка степени влияния нового строительства на напряженно-деформируемое состояние основания существующего здания.....	79
<i>П.Г. Фурдей, Е.О. Ивлиева</i> О расчете долговечности тампонажно-закладочной завесы.....	84
<i>О.В. Халимендик</i> До обґрунтування комплексу заходів з підвищення тривалої стійкості підземних виробок шахт Донбасу.....	86

УДК 622.25/15:539.2/15

*Солодянкин А.В., д.т.н., проф., Солодянкина О.А., науч. сотр., каф. СГМ, Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина*

## **ПЕРВЫЕ ВЫПУСКНИКИ КАФЕДРЫ СТРОИТЕЛЬСТВА И ГЕОМЕХАНИКИ НАЦИОНАЛЬНОГО ГОРНОГО УНИВЕРСИТЕТА**

Кафедра строительства и геомеханики (СГМ) Национального горного университета в текущем 2012 году отметит сразу несколько знаменательных дат:

- 80 лет первому выпуску горных инженеров-строителей;
- 10 лет первому выпуску специалистов по специализации "Городское подземное строительство";
- сделает первый выпуск инженеров и магистров по специальности "Промышленное и гражданское строительство".

Насколько отличаются первые выпускники кафедры, от тех, которые обучались в наши дни, какие общие черты и качества у них?

Прошло 80 лет, и конечно же различия обусловлены, главным образом, самой исторической эпохой, политической и экономической обстановкой того времени и настоящего. А общие черты можно будет найти в направленности подготовки специалистов, их специализации для шахтного и подземного строительства.

Начало подготовки шахтостроителей, образование и становление кафедры шахтного строительства ДГИ приходится на конец 20-х – начало 30-х гг. XX столетия. В истории СССР это был, наверное, один из самых тяжелых периодов, названного историками эпохой сталинизма – ее началом. Именно с этим периодом связывают окончательное становление диктатуры новой власти, укрепление руководящей роли коммунистической партии, начало индустриализации страны, коллективизацию, жесточайшие репрессии против передовой части советского народа, голодомор в Украине 1932-1933 гг. и многое другое.

Уровень промышленного развития Российской империи, достиг своего наивысшего подъема в 1913 году – накануне первой мировой войны. Однако прошедшая затяжная война, последовавшие за ней революции и гражданская война привели к резкому уменьшению промышленного производства, остановке большинства заводов и фабрик. Металлургическая промышленность, например, в этот период производила около 6 % от уровня довоенного производства. Подавляющее количество шахт и рудников было разрушено и затоплено. Да и сами они в большинстве случаев представляли собой мелкие горнодобывающие предприятия с преимущественно ручной технологией.

Индустриализация страны начала набирать обороты ускоренными темпами с конца 1925 года – в декабре состоялся XIV съезд ВКП(б), который назвали «Съездом индустриализации». В 1925-1929 гг. были восстановлены, реконструированы и построены сотни предприятий тяжелой индустрии и машиностроения.

Проводимые решения дали первые результаты: уже в 1927 году был достигнут довоенный уровень добычи угля, в 1928 – руд цветных металлов, в 1930 – железных руд.

Главная задача начавшейся в стране индустриализации – сделать СССР независимой в промышленном отношении и позволить ему на равных противостоять капиталистическим державам. "Превратим нашу страну из страны, ввозящей машины, в страну, производящую машины и оборудование!" – таков был один из основных официальных лозунгов начала 1930-х гг.

В 1929-1932 гг. состоялась первая пятилетка, в 1933-1937 гг. вторая. Поставленные пятилетние планы индустриализации выполнялись досрочно – за 4 года и 3 месяца. Величину объемов выполненных работ в горнодобывающей промышленности за годы

первых пятилеток характеризуют такие цифры: в 1929-1933 годах в стране велось строительство 319 шахт, а всего с 1929 по 1940 год было построено, восстановлено и реконструировано 447 шахт и разрезов. В результате этих масштабных преобразований добыча угля в СССР увеличилась в 4,7, нефти – в 62,7, природного газа в 10, железной руды – в 5, марганца – в 3,7 раза.

Важнейшие стройки страны в этот период – Магнитогорский металлургический комбинат (Магнитка), Днепровская ГЭС, Беломоро-Балтийский канал (Беломорканал), Сталинградский, Харьковский и Челябинский тракторные заводы, Уральский, Саратовский и Ростовский машиностроительные, Ново-Тульский металлургический и другие заводы, десятки доменных и мартеновских печей, шахт и электростанций, Туркестано-Сибирская железная дорога (ТуркСиб) и др. На базе углей Донбасса и руд Кривого Рога был создан мощный промышленный потенциал Юга страны. На востоке страны на основе руд Урала и углей Кузбасса создавалась вторая угольно-металлургическая база «Урал-Кузбасс». Велось строительство Московского метрополитена.

Основные задачи, которые ставила новая Советская власть и Партия большевиков после Октябрьской революции – открытие широкого доступа в высшую школу всех желающих учиться, и в первую очередь рабочих, а также материальное обеспечение учащихся с целью дать возможность пролетариату и крестьянству воспользоваться высшей школой.



1930-е годы. Первый корпус ДГИ

Для того чтобы в короткий срок начать обучение большого количества рабочих и крестьян, Советское правительство принимает решение при всех университетах страны создать рабочие факультеты. По сути это были подготовительные курсы, где трудовая молодежь получала основные знания в объеме средней школы и готовилась к поступлению в вуз. Такую подготовку намечалось проводить в течение 2 лет. Прием в рабфаки производился в основном на базе четырехлетнего начального образования. Для поступления на первый курс рабфака от слушателей требовалось умение бегло читать и писать, знание четырех правил арифметики. Целью рабфака ставилась подготовка молодых людей к поступлению в техникумы и институты. В 1924 году срок обучения в рабфаке увеличили до 3 лет – сказалась слабая подготовка студентов.

Первый рабочий факультет был создан 2 февраля 1919 г. при Московском коммерческом институте, а в 1920 г. был принят декрет о создании рабфаков при всех вузах страны. В Украине рабфаки были созданы при вузах в 7 городах, в том числе и при Екатеринославском горном институте. В 1925-26 годах 40% выпускников рабфаков были приняты в вузы.

Рабфаковцы именовались солидно: студенты. Для их обучения привлекались наиболее опытные преподаватели. Прием студентов на рабфак осуществлялся строго по пролетарскому принципу. В бланке заявления, заполняемом поступающими, основной графой было социальное происхождение, а посему доступ в рабфак был только детям из семей рабочих и крестьян-бедняков.

Принимали на рабочий факультет рабочих и крестьян, имевших практический стаж работы и рекомендации заводских комитетов, профессиональных союзов, сельскохозяйственных коммун и артелей, коммунистических и комсомольских ячеек.

Выходцы из семей старой интеллигенции, а особенно молодежь дворянского происхождения, часто испытывали при поступлении в ВУЗ значительные трудности. Периодически, уже во время обучения проводились перерегистрации и чистки студенческих рядов.

Первый прием в Рабфак при Екатеринославском горном институте был сделан 29 августа 1921 г. Это были металлурги и железнодорожники Приднепровья, горняки Донбасса и Кривого Рога, бойцы и командиры Красной Армии, участники гражданской войны. Число слушателей Рабфака было в 1922 году – 200 чел., в 1923 – 370. Первые годы работы Рабфака были особенно тяжелы: не хватало мест в общежитиях, не обустроенность их, нехватка имущества, продовольствия, топлива. Однако в последующие годы положение улучшилось, в основном благодаря материальной и финансовой поддержке предприятий.

В 1933 году рабфак при ДГИ был реорганизован в индустриальный и передан металлургическому институту.

В середине 30-х годов в обиход вошел лозунг “Кадры решают все”. К этому времени специалистов с высшим образованием было уже около 1 млн. человек. Кадры росли быстрыми темпами.

Трудовые победы во многом были достигнуты благодаря высокому энтузиазму молодых людей, воодушевленных идеями социалистического строительства и работавших порой без выходных и по 12-16 часов подряд. Молодежь занимала руководящие посты. Коммунисты и комсомольцы спланировали коллектив, были ярким символом героизма времен индустриализации (Магнитострой возглавлял 26-летний Яков Гугель).

В стране шла «культурная революция», «война классов» и борьба за выживание социализма в мировом масштабе.

Одновременно с ведением борьбы против старых кадров правительство развернуло летом 1928 г. широкую кампанию по выдвижению на ответственные посты рабочих-коммунистов и формированию в кратчайшие сроки новой, «красной» технической интеллигенции, пролетарской по духу.

Политика выдвижения новых кадров приводила к коренному изменению состава рабочего класса и его социального поведения. Предприятия потеряли наиболее опытных рабочих, места которых заполнились неграмотными людьми, часто – выходцами из крестьян. Их предстояло научить пользоваться техникой, приучить необычной для них организации труда, обучить грамоте, изменить их понятие о времени и приучить пользоваться хотя бы самыми простыми атрибутами городской жизни.

Болезненный процесс адаптации новых пролетариев влек за собой целый ряд негативных явлений. Участились неявки на работу, усилилась текучесть кадров, увеличилось количество случаев хулиганства и поломок техники, выпуска бракованной продукции, резко возросли производственный травматизм, алкоголизм и преступность.

Искусственная и ускоренная пролетаризация имела негативные последствия: сквернословие среди студентов, пьянство в общежитии, частые нарушения дисциплины и большие ежегодные отсеивания студентов. Только в январе-апреле 1930 года директор ДГИ подписал 37 приказов о наказании студентов (выговор или строгий выговор) за пропуски занятий и другие нарушения дисциплины.

Три года пролетаризации, культурной революции, отмеченных наступлением на старые кадры, ускоренным выдвижением на ответственные посты рабочих-коммунистов, наплывом миллионов новых пролетариев, вынудили руководство партии признать, что такая политика вела к нестабильности, чреватой разрушительными последствиями для экономики. Подрыв



*Долой сквернословие*

авторитета кадров означал подрыв авторитета и дисциплины на производстве. Слишком поспешное продвижение по служебной лестнице большого количества рабочих приводило к формированию плохо подготовленных кадровых работников.

### ИДИ В БАНЮ



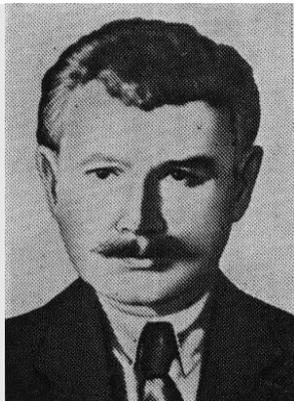
В 1931 г. Сталин так же положил конец форсированному осуществлению «культурной революции». Он приостановил выдвижение рабочих, осудил уравниловку, «спецеество» и призвал к большей заботе о специалистах старой школы, окончательно вступивших в союз с рабочим классом.

Были пересмотрены размеры заработной платы и отменены дискриминационные меры по отношению к старым кадрам. В соответствии с законом, изданным в июле 1931 г., объем социальных благ был поставлен в прямую зависимость от непрерывности стажа на предприятии. В сентябре 1932 г. были введены обязательные трудовые книжки, подлежащие предъявлению рабочими на предприятиях. В них отмечались все прежние места работы. В целях уменьшения текучести кадров была введена система прописки (действующая и поныне).

\*\*\*

В Днепропетровском горном институте весной 1928 года, по имеющимся у нас сведениям – раньше чем в других горных вузах Советского Союза, была начата подготовка горных инженеров по специальности «Проходка шахт». Первым набором было зачислено 25 студентов.

Сама профильная кафедра "Проходки шахт" (ныне – «Строительства и геомеханики») была основана немного позже – в 1930 году. Первым ее заведующим стал профессор И.С. Новосильцев.



**НОВОСИЛЬЦЕВ Иван Степанович** (1890-1937) – выпускник горного отделения Екатеринославского горного института 1917 г. Профессор. Заведовал кафедрой горного искусства в 1928-1933 гг. Декан горно-геологического факультета в 1925-28 гг. Проректор по учебной работе в 1928-31 гг. Основные направления работ – проветривание шахт, горноспасательное дело, противопожарная техника, строительство и реконструкция шахт. Работал в институте в 1920-33 гг.

Ввиду острой необходимости квалифицированных кадров для осуществления программы индустриализации, правительство определило курс на ускоренный выпуск специалистов с твердыми навыками практической подготовки и высоким уровнем трудовой и учебной дисциплины.

Нововведения в планах и методах подготовки специалистов заключались, в первую очередь, в формировании коллективизма студенчества, когда один студент сдавал зачеты и экзамены за целую группу. Поскольку основным контингентом учащихся являлась в основном рабочая молодежь, не получившая полноценного начального довузовского образования, в условиях ускоренной подготовки специалистов были разработаны новые формы обучения в виде комплексно-группового и лабораторно-бригадного методов занятий, направленных на достижение необходимого уровня теоретических знаний. Для выработки у студентов практических навыков была значительно увеличена продолжительность практики. Кроме того, практиковалась коллективная защита курсовых и дипломных проектов. Вначале такие методики обучения внедрялись на рабфак, а затем и в институт. Позже, индивидуальное дипломирование было возвращено в учебный процесс.

Продолжительность подготовки специалистов по новым программам – 3 года 8 месяцев, объем учебных часов – 4000, соотношение часов теоретических и практических занятий - 6:4.

Значительное внимание уделялось военной подготовке – теоретическим и практическим занятиям, военно-полевым сборам в лагерях. В связи с этим, продолжительность подготовки инженеров была увеличена до 5 лет.

Регулярным в этот период становится практика командирования наиболее подготовленных студентов 3 и 4 курсов на скоростное строительство горных предприятий в Караганду, Донецкий, Московский и Подмосковский угольные бассейны. Поэтому программа обучения студентов носила, по сути, индивидуальный характер.

В сентябре 1931 г. в институт на преподавательскую работу и в качестве заведующего кафедрой приглашен Г.П. Верескунов, сменивший профессора Новосильцева И.С. на посту заведующего кафедрой «Проходка шахт».



**ВЕРЕСКУНОВ Григорий Петрович** (1894-?) – выпускник горного отделения Екатеринославского горного института 1917 г., специалист в области шахтного строительства. Доцент, кандидат технических наук. Направления научно-исследовательских работ - устойчивость выработок и их крепление, совершенствование техники и технологии буровзрывных работ. Работал в институте в 1931-33 гг. и в 1951-61 гг.

В такой обстановке прошли обучение и в марте-апреле 1932 года защитили дипломные проекты первые горные инженеры-строители.

Однако, первый шахтостроитель окончил ДГИ в сентябре 1931 года. Им был **Стребков Иван Филиппович**, 1900 года рождения, Орловской губ., из семьи рабочих. До поступления в вуз работал на руднике в Ирмино (Донбасс) горнорабочим, затем закончил рабфак ДГИ, член ВКП(б) с 1924 г.

По окончании ДГИ Иван Стребков оставлен на обучение в аспирантуре. Тема его аспирантской работы: «Выбор типа крепления при проходках шахт по способу замораживания». На аспирантской практике работал в 1931-33 гг. заведующим горными работами и заместителем главного инженера проходки Гришинского Управления новых шахт (УНШ) (сейчас – Доброполье), помощником заведующего горными работами шахты им. Чувырина Гришинского района. В 1933-34 гг. – старший инженер и заведующий шахтой им. Губкина Курской обл. С 1934 – аспирант кафедры, с 1936 г. – научный сотрудник по совместительству. Работал на кафедре до 1938 г.

Из личных дел первых выпускников установлено следующее.

**Архипов Михаил Васильевич** – 1903 г.р., русский, из семьи рабочих, Донецкой губ, Бахмутского района. До поступления в вуз работал в электромеханической мастерской электромехаником, машинистом дизелей. Затем закончил рабфак ДГИ. Сведений о его деятельности после окончания вуза нет.

**Барабаш Сергей Пантелеймонович** – 1906 г.р., украинец, из семьи крестьян, Полтава. До поступления в ДГИ учился в Полтавской индустриально-технической профессиональной школе, работал техработником в обществе «Робос» и воспитателем в детском саду.

По окончании института работал сотрудником НИСа ДГИ (1937 г.), в Угольном тресте «Краснодонуголь», г. Краснодон, Ворошиловградской обл., на шахте № 2/9 «Красный Октябрь» (1941 г.).



**Безсонов Сергей Константинович** – 1898 г.р., русский, Тамбовской губ., из семьи рабочих. До поступления в ДГИ закончил Харьковское ремесленное училище и Лисичанский горный техникум. Работал слесарем и горным техником. По окончании вуза работал в Гришинском УНШ на шахте №1/4 Доброполье.

**Зорохович Михаил Евсеевич** – 1907 г.р., еврей, г. Днепропетровск. До поступления в ДГИ закончил Metallургическую профшколу.

По окончании института работал в рудоуправлении Черемковского бассейна (г. Черемково, Восточно-Сибирский край, Черембасс, 1933 г.).

**Маркович Иван Степанович** (фото) – 1905 г.р., Смоленская губ., русский. До поступления в Днепропетровский горный институт окончил 2 курса политической школы, работал в г. Сталино (ныне – Донецк) в мартеновском цехе металлургического завода, лаборант-химик.



**Генке Александр Вячеславович** – 1909 г.р., украинец, Боково, Антрацит, из семьи служащих. До учебы в ДГИ работал служащим, электриком, горноробочим в Донбассе на Смоляниновском руднике, в Кривом Роге на руднике, закончил подготовительные курсы в Харькове.

После окончания вуза работал в Московском метрострое.

**Гаркуша Степан Васильевич.** К сожалению, данных о происхождении и трудовой деятельности до поступления его в вуз в личном деле нет. Известно только то, что после окончания вуза в 1937 г. работал инженером в горном техникуме Подмосквовного бассейна (г. Скопин, Московской обл.).

**Израильский Соломон Абрамович** – 1905 г.р., еврей, с. Хортица, из семьи кустарей. До поступления в ДГИ работал на заводе «Красный профинтерн» в механический цехе электриком.

После окончания вуза: горный инженер, Филиал НИИ Угольной промышленности по Подмосковному бассейну (г. Тула).

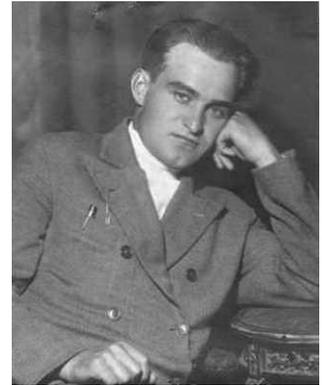
**Смертюк Василий Григорьевич** – 1907 г.р., украинец, с. Ордынцы, Базалийского р-на, Шепетовского округа, из семьи крестьян.

До поступления в вуз закончил Индустриальную профтехшколу, работал. Инициатор организаций «Машино-тракторное общество» и «Сельстрой», учитель Ямпольской 7-летней школы, вел общественную работу, активно участвовал в работе комсомольской организации, член ВКП(б) с 1927 г.



После окончания института работал:

- инженером в каменноугольном тресте «Карагандауголь» (1935 г.);
- главным инженером треста «Узбекшахтострой» (отделение от треста «Средазшахтострой») (1943 г.);
- начальником комбината «Укруголь» (1947 г.);
- управляющим треста «Сталиншахтстрой» (г. Сталино).



**Курец Андрей Степанович** – 1899 г.р., Виленская губ., д. Козлы, из семьи сельской бедноты. До поступления в вуз работал горнорабочим на Селезневском руднике, шахта им. Дзержинского (г. Кривой Рог), чернорабочим мукомольной мельницы. Закончил рабфак ДГИ. Член ВКП(б) с 1926 г.

После окончания института работал на шахте № 1/4 Доброполье Гришинского УНШ. После войны – главный инженер Пасековского шахтоуправления (Воронежская обл.).

**Новиков Николай Иванович** – 1906 г.р., украинец, г. Кельцы, Полтавской обл.), из семьи рабочих. До поступления в вуз окончил Вечерний рабочий факультет.

После окончания ДГИ работал в тресте «Карагандауголь» (1935 г.).

В 1939 г. был арестован НКВД Карагандинской обл. В том же году освобожден и продолжил работу инженером в тресте «Кизелшахтострой» (г. Кизел). После войны – главный инженер треста "Ворошиловградшахтострой" (1947 г.).

**Канель Исаак Маркович** – 1904 г.р., с. Богдановка Захарьевского района, еврей, из семьи сельской бедноты. До вуза закончил Рабфак ДГИ.

После окончания ДГИ: 1934 г. – Араличевское УНШ, пос. Араличево Западно-Сибирского края; 1935 г. – трест «Кузбассуголь» Осиповское рудоуправление (г. Новосибирск); 1947 г. – трест «Ленинуголь», заместитель управляющего трестом по капитальному строительству (Ленинск-Кузнецкий, Кемеровской обл.), 1963 г. – преподаватель вуза (г. Кемерово).

**Волошинов Павел Иванович** – 1900 г.р., украинец, с. Крымское, Донбасс, из семьи рабочих. До поступления в вуз работал горнорабочим Крымского и Петроградского рудников, член ВКП(б) с 1924 г. В 1928 г. окончил Рабфак ДГИ. После окончания института работал инженером на горнодобывающем предприятии в Карелии.

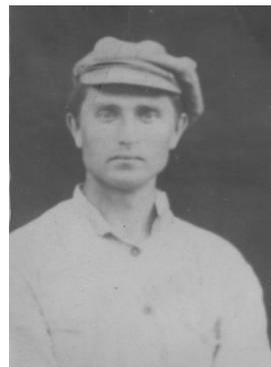
**Иванов Максим Максимович** – 1904 г.р., украинец г. Лисичанск, из семьи рабочих. До поступления в ДГИ: Лисичанский вечерний рабочий горный техникум; на шахта им. Мельникова работал котлочистом, чернорабочим, плитовым, потравщиком, бурильщиком и крепильщиком. Член ВКП(б) с 26 г.



После окончания вуза работал на горных предприятиях в Кривом Роге.

**Кузнецов Федор Гаврилович** – 1898 г.р., великорос, Саратовская губ, волость Дуровка, из семьи рабочих

До вуза работал батраком на мельнице, рабочим железной дороги, воевал добровольцем в Красной Армии по ликвидации банд Антонова. С 1920 г. работал вагонщиком на руднике «III Интернационал» и на шахте № 3 Несветайского рудоуправления. В 1924-1927 г. учился в Рабфаке ДГИ. Кандидат РКП(б) с 1924 г.



**Суратов Александр Васильевич** – 1900 г.р., г. Ленинград, русский, из семьи рабочих. До вуза – Военно-инженерная школа, член ВКП(б) с 1925 г. Работал на фабрике в Ленинграде, грузчиком на Октябрьской железной дороге в Ленинграде, на Гослесзаводе в Днепропетровске, зав. Склепом Госторга и Госрыбсиндиката в Днепропетровске. Участвовал в гражданской войне на Врангелевском и польском фронтах.

После окончания вуза работал: 1932 г. – инженер в рудоуправлении; 1948 г. – преподаватель Механического техникума (Большой Токмак Запорожская обл.), 1952 г. – Горный техникум (г. Сталиногорск, Московская обл.).

**Малютин Михаил Кириллович** (фото) – 1904 г., русский, Орловская губерния, из семьи служащих. До вуза закончил училище, работал бурщиком на Ганковском руднике, лопаточником на руднике им. Октябрьской революции и руднике им. Артема. С 1924 г. – член ВКП(б). Закончил Рабфак ДГИ. После окончания вуза работал на руднике в Кривбассе.



**Мищенко Иван Семенович** – 1901 г., украинец, с. Лапинки, Никопольского района Криворожского окр., из семьи рабочих. До вуза – электростанция "Заря Коммунизма", слесарь, механик, электрослесарь, служба в Красной Армии, член ВКП(б) с 1924 г. Закончил Рабфак Ленинградского Электротехнического института им. Ульянова-Ленина.

После окончания ДГИ работал в тресте "Ростовшахтострой" (г. Шахты Ростовской обл.) (1940 г.).

Обращает на себя внимание возраст выпускников – самым молодым на момент окончания ДГИ был Генке А.В. – 23 года, самыми зрелыми выпускниками – Бессонов С.К и Кузнецов Ф.Г. – 34 года. Практически все учащиеся на момент поступления имели трудовой стаж, некоторые – достаточно большой, что говорит о сознательном решении обучения в вузе и при выборе специальности.

Существующие тогда плановая система экономики государства, строгая дисциплина в рамках отрасли, требовательность и ответственность, а также сознательность самих студентов во время обучения обеспечивали высокую эффективность системы высшего образования. Все выпускники после окончания работали по выбранной специальности, в соответствии с полученной квалификацией. Многие из выпускников в последующем занимали высокие руководящие посты в горнодобывающей отрасли, шахтном и подземном строительстве.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Днепропетровский горный институт: Исторический очерк / Под ред. А.А. Ренгевича, М.П. Теселько. – м.: Недра, 1990. – Кн. 1: История и развитие (1899-1989). – 345 с.
2. Шашенко А.Н., Солодянкин А.В., Пустовойтенко В.П. Кафедра строительства и геомеханики Национального горного университета: история, личности, достижения. К.: Новый друк, 2010. – 642 с.

УДК 622.281.74

*Гапеев С.Н., к.т.н., доц., Халимендик А.В., асс., Халимендик А.В., асп., Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина*

## **К ВОПРОСУ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ПРОТЯЖЕННЫХ ВЫРАБОТОК И ИХ СОПРЯЖЕНИЙ В УСЛОВИЯХ БОЛЬШИХ ГЛУБИН РАЗРАБОТКИ**

Спецификой подземной добычи угля является необходимость постоянного выполнения горноподготовительных работ, то есть систематического создания новых производственных мощностей вместо тех, которые существуют и постепенно выбывают.

Это влечет за собой неизбежное увеличение глубины разработки, а, следовательно, и гравитационной составляющей горного давления. При этом возникает необходимость в увеличении площади поперечного сечения горных выработок для обеспечения возрастающих транспортных потоков и необходимости нормального проветривания, что в условиях «больших глубин» связано с постоянным ростом расходов на поддержание и ремонт, повышение металлоемкости крепи и проведение дополнительных мероприятий. Это приводит к значительному росту эксплуатационных затрат, которые иногда становятся соизмеримыми со стоимостью проведения выработки и в конечном итоге негативно отражаются на себестоимости добываемого угля.

Следует отметить, что термин «большая глубина» не имеет четко установленных границ – в качестве основного критерия для ее определения рассматривается уровень напряженного состояния породного массива в зависимости не только от региона, но и от конкретных условий эксплуатации выработки [1]. Данный технический термин подразумевает такую глубину, ниже которой поведение породного массива кардинально меняется, а обеспечение эксплуатационного состояния выработок требует проведение специальных мероприятий [2].

Решение проблем, связанных с влиянием повышенного горного давления в условиях «больших глубин», возможно на основе применения эффективных способов управления деформационными процессами в окружающем выработку породном массиве. Это, в свою очередь, требует обоснования соответствующих критериев, рациональной области применения различных способов поддержания устойчивости выработок.

В настоящее время значительную часть разрабатываемых угольных пластов на шахтах Западного и Центрального Донбасса можно отнести к условиям «больших глубин» [3].

Это обусловлено наличием сильнотрешиноватых пород, резкой потерей прочности этих пород при наличии влаги, пучением пород почвы, наличием геологических нарушений. В связи с этим при строительстве и эксплуатации протяженных выработок возникают значительные проблемы.

При этом традиционные (поддерживающие) виды крепи выработок в данных условиях малоэффективны, поскольку их режим работы не соответствует новым, усложненным горно-геологическим и горнотехническим условиям.

Как известно, все традиционные способы обеспечения устойчивости горных выработок, в зависимости от их влияния на механическое состояние вмещающего массива, можно условно разделить на две группы: активные (основанные на управлении НДС массива) и пассивные (обеспечивающие устойчивость выработки без изменения НДС массива).

Для условий «больших глубин» необходимо применение таких комбинированных систем, которые будут объединять преимущества активных и пассивных способов обеспечения устойчивости и будут свободными от критических недостатков, ограничивающих эффективную область применения традиционных крепей.

В этом свете, одним из перспективных путей повышения устойчивости выработок является применение анкерных систем, которые, кроме всего прочего, являются средством интенсификации производства, повышения производительности труда, уменьшения шахтных расходов и улучшения безопасности горных работ.

В угольной промышленности анкерная крепь начала применяться с 50-е годов XX века и быстро получила широкое распространение ввиду высокой эффективности при взаимодействии с породным контуром, а также меньшей удельной массой и стоимостью по сравнению подпорными типами крепей [4].

Особенностью анкерного крепления является то, что устойчивость пород обеспечивается не за счет возведения поддерживающих конструкций внутри выработки, а за счет увеличения несущей способности прилегающих к выработке пород путем скрепления их анкерами.

Анкерная крепь может применяться:

а) в качестве самостоятельной – в полевых откаточных и вентиляционных штреках, квершлагах, околоствольных выработках, бремсбергах, уклонах и ходках при них, промежуточных штреках, вентиляционных сбояках, скатах и нарезных выработках;

б) в качестве дополнительной (усиливающей) в сочетании с подпорной крепью (так называемая комбинированная крепь) – в капитальных выработках при повышенном горном давлении и в подготовительных выработках, находящихся в зоне влияния очистных работ;

в) в качестве временной – в большепролетных выработках, сопряжениях горных выработок, камерах и т.д., с последующим креплением их подпорной крепью;

г) как средство борьбы с пучением почвы в необводненных породах капитальных и подготовительных выработок.

Анкерная крепь как элемент упрочения массива применяется в сочетании с другими видами крепи: набрызг-бетонной с возможным усилением металлическими элементами или сеткой, монолитной бетонной (железобетонной), металлобетонной, тубинговой, блочной и т.д.

Как показывает практика, в условиях Центрального и Западного Донбасса наиболее эффективным является применение анкерной крепи как элемента комбинированных рамно-анкерных систем. Однако в неблагоприятных условиях (зонах ПГД, геологических нарушениях, сопряжении выработок, сопряжении лава-штрек и др.), когда формируются значительные зоны разрушенных пород, традиционные рамно-анкерные конструктивные решения являются недостаточными, т.к. длина анкеров не превышает 2-3-х метров и не позволяет «пришить» разрушенные приконтурные породы к более устойчивой части массива.

Эффективным решением данной проблемы является применение анкеров глубокого заложения, имеющих повышенную несущую способность (рис. 1).

Такие анкерные системы с успехом используются ведущими угледобывающими странами, такими как США, Австралия, ЮАР и Россия для усиления стандартной анкерной крепи, что позволяет вести безопасную добычу полезных ископаемых и гарантирует сохранение необходимых параметров выработок на весь срок их эксплуатации.

Назначение канатных анкеров – упрочнение приконтурного массива вокруг выработки за счет сшивки слоистой толщи пород и подвески неустойчивой части массива к устойчивой.

Основная область применения анкеров глубокого заложения – крепление капитальных и лавных выработок, а также мест их сопряжения, примыкания или пересечения (рис. 2-4). На шахтах Донбасса канатные анкера используются преимущественно для повышения устойчивости выработок, расположенных на границе с выработанным пространством (демонтажных камер, газо-дренажных каналов, выработок для повторного использования), монтажных камер, сопряжений выработок, сопряжения выработок с лавой, сопряжений

выработок с неустойчивой кровлей мощностью более 3-4 м, а также для крепления приводных головок ленточных конвейеров и подвески монорельсовых дорог.

В многоуровневых схемах анкерного крепления обводненных горных выработок оптимальным является использование канатных анкеров глубокого заложения, закрепляемых ампульным либо минеральным способом.

Таким образом, основываясь на положительном опыте применения указанных выше комбинированных крепей можно сделать вывод о том, что применение канатных анкерных систем глубокого заложения с повышенной несущей способностью является перспективным направлением повышения устойчивости выработок в сложных горно-геологических условиях как с технической, так и с экономической стороны.

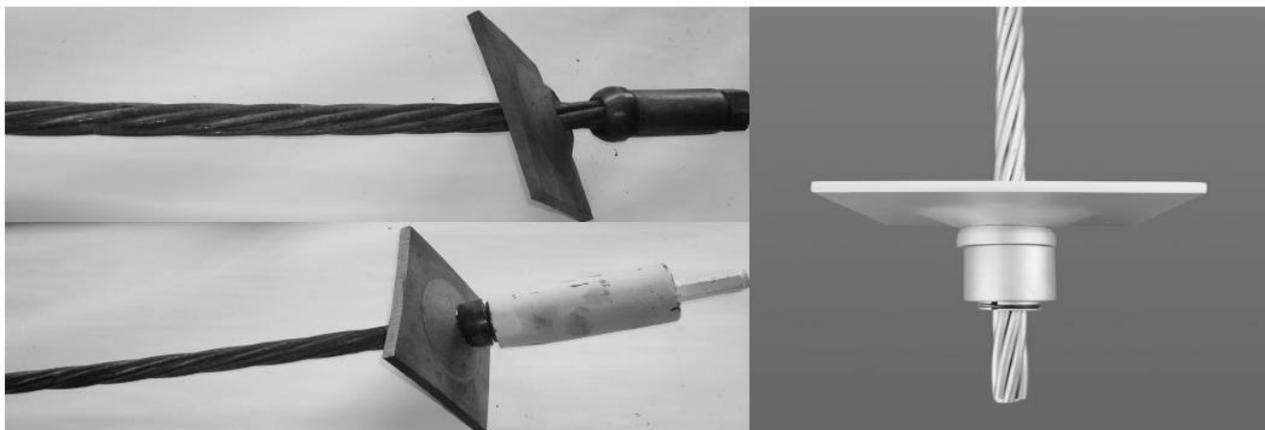


Рисунок 1 – Канатные анкера

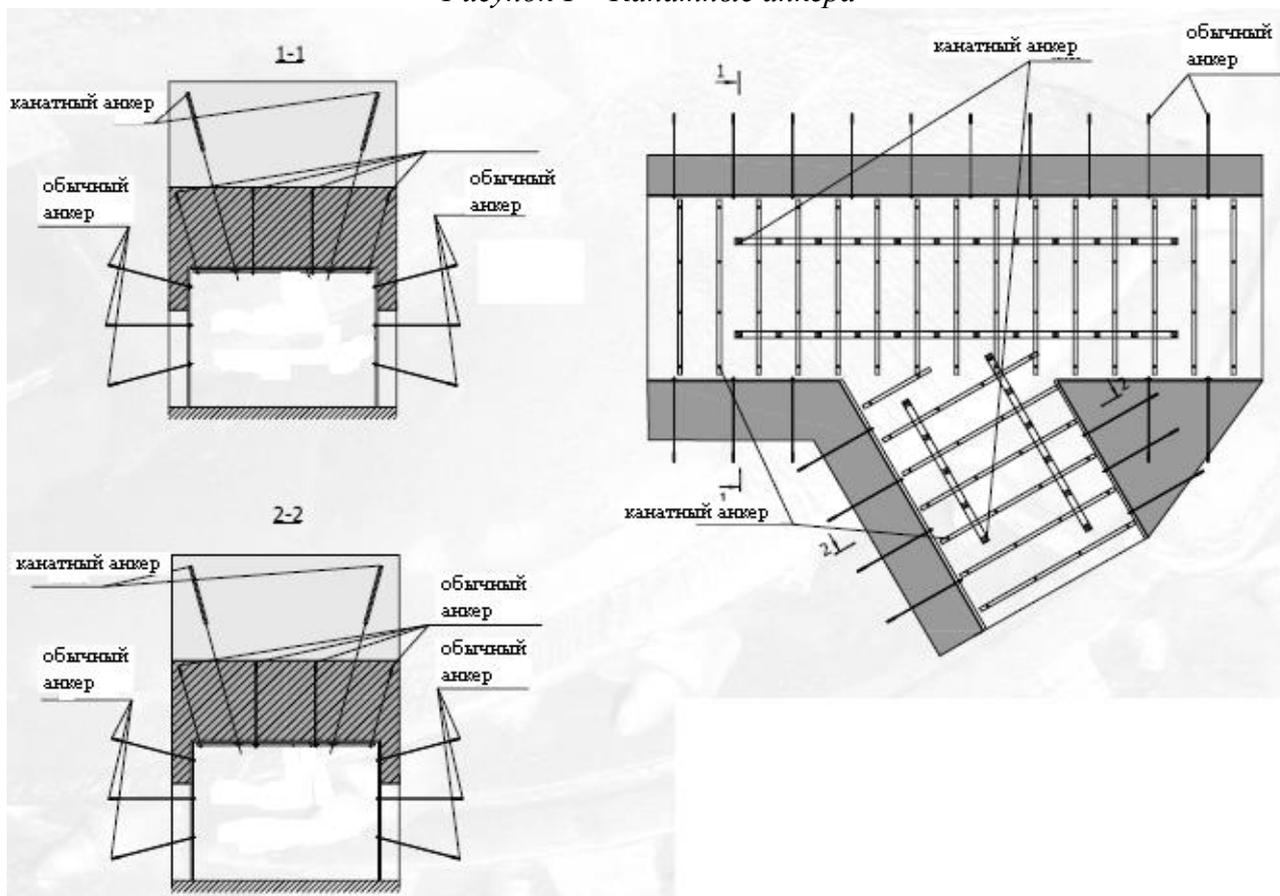


Рисунок 2 – Принципиальная схема усиления крепи сопряжения – примыкание под острым углом

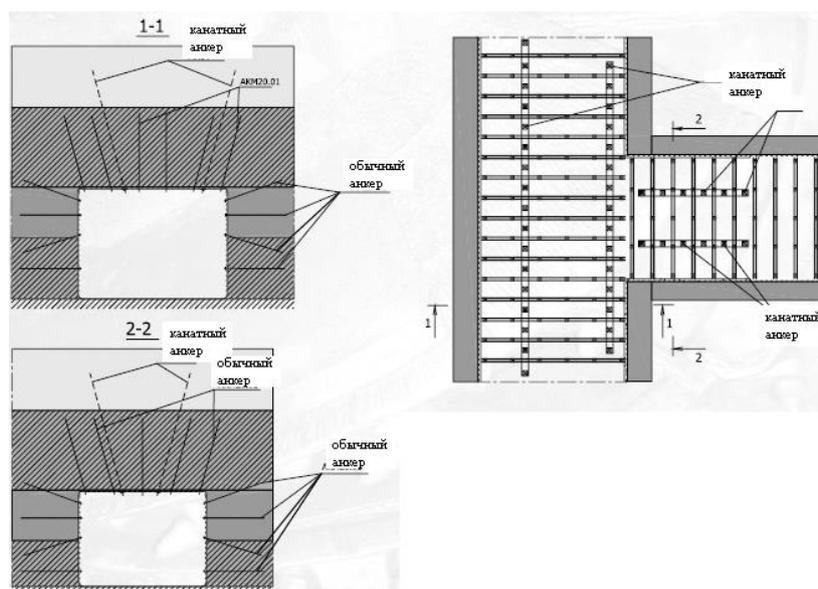


Рисунок 3 – Принципиальная схема усиления крепи сопряжения – примыкание под прямым углом

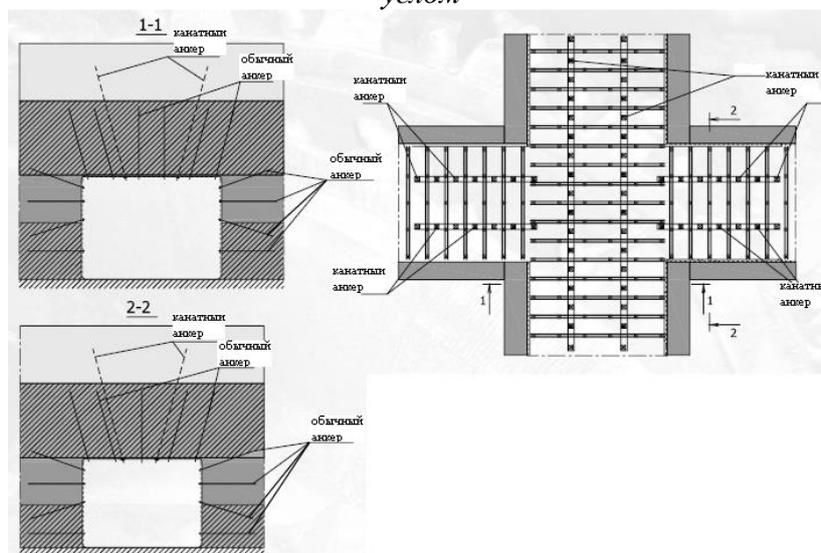


Рисунок 4 – Принципиальная схема усиления крепи сопряжения – пересечение под прямым углом

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крупенников Г.Г., Давидович И.Л., Заславский Ю.З. Горное давление и крепление капитальных выработок при увеличении глубины подземной разработки // Исследование проявлений горного давления на глубоких горизонтах шахт. Сб. науч. трудов ВНИМИ. – Л., 1971. – С. 8–23.
2. Кошелев К.В., Трумбачев В.Ф. Повышение устойчивости капитальных горных выработок на больших глубинах. – М.: Недра. 1972. – 273 с.
3. Солодянкин А.В. Геомеханические модели в системе геомониторинга глубоких угольных шахт и способы обеспечения устойчивости протяженных выработок. Автореферат. дис...доктора технических наук. Днепропетровск, 2009. – 37 с.
4. Булат А.Ф., Виноградов В.В. Опорно-анкерное крепление горных выработок угольных шахт / ИГМ НАН Украины – Днепропетровск, 2002. – 372 с.

УДК 622.281.74

Григор'єв О.Є., к.т.н., ас., Горлова Х.О., студ. ГБМ-07-1, Лижков М.В., студ. ГРб-09-1, Державний ВНЗ «НГУ», Дніпропетровськ, Україна

## ДО ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ГІРНИЧОГО МАСИВУ, ЩО ВМІЩУЄ ПІДЗЕМНІ ВИРОБКИ ТА ПРИРОДНІ ОХОРОННІ ОБ'ЄКТИ

**Вступ.** Однією з першочергових задач підземної розробки вугільних родовищ є підвищення ефективності виймання покладів, одним зі способів якого є збільшення навантаження на видобувні стовпи шляхом обґрунтованого зменшення втрат в природних охоронних об'єктах – ціликах. На практиці запобіжні цілики, що залишаються для охорони виробок або не відпрацьовуються зовсім, або виймання вугілля відбувається майже немеханізованим способом вже після закінчення робіт в межах ділянки шахтного поля або всієї шахти.

**Аналіз досліджень та публікацій.** Переважна більшість методик визначення припустимих розмірів ціликів ґрунтуються на рішенні двох взаємопов'язаних задач – розрахунку максимальної несучої здатності цілику і визначенні навантаження, що діє на такий цілик. Порівняння набутих в результаті подібних розрахунків значень дозволяє розрахувати величину коефіцієнта запасу міцності  $K_3$ , до питання визначення якого, так або інакше, зверталися переважна більшість дослідників, що займалися питаннями геомеханіки взагалі та стійкості ціликів зокрема, серед яких особливо слід виділити Л.Д. Шевякова, В.Д. Слесарева, Д.І. Шермана, О.М. Шашенка та ін. Нині в достатній мірі обґрунтованим значенням для ухвалення проектних рішень вважається  $K_3=1,8\dots7$ .

**Визначення мети досліджень.** Для оцінки міри впливу параметрів вугільного пласта на загальну стійкість цілику, а, відповідно, і на стійкість виробок, потрібен аналіз картини пружно-деформованого стану масиву залежно від геометричних параметрів вугільного пласту для конкретних умов.

Як відомо, в породному масиві навколо поодинокі виробки виникає зона непружних деформацій. Кожна точка масиву в межах такої області частково зруйнована, проте має деяку залишкову межу міцності. Визначення загального запасу міцності цілику, частиною якого є також області розпушення навколо виробок, можливе шляхом знаходження середнього значення  $\bar{K}$ , що враховує усереднені значення коефіцієнта запасу міцності в межах кожної з визначених областей. У разі дослідження системи "виробка-цілик-виробка" (рис. 1) таких областей в межах цілику три: зона непідвладна розпушенню в центральній частині цілику (I) і дві області непружних деформацій навколо виробок (II).



Рисунок 1 – Розрахункова схема до визначення коефіцієнта запасу міцності цілику

У загальному вигляді формула визначення  $\bar{K}$  в цьому випадку має вигляд:

$$\bar{K} = \frac{\sum_i \bar{K}_{il_i}}{\sum_i l_i},$$

де  $l_i$  – ширина ділянки цілику в межах області,  $i=3$  для випадку модельованої системи.

Для кожної з ділянок величина коефіцієнта запасу міцності визначається як:

$$\bar{K}_1 = \frac{\int_a^b f(x)dx}{ab}; \quad \bar{K}_2 = \frac{\int_b^c f(x)dx}{bc}; \quad \bar{K}_3 = \frac{\int_c^d f(x)dx}{cd} \quad (1)$$

Отримання підінтегральних функцій виразів (1) можливе шляхом побудови залежності зміни крапкового коефіцієнта запасу міцності  $k_3$  уздовж обраних горизонтальних осей в межах цілику (для випадку плоскої задачі). У перерізі цілику можна виділити декілька характерних ділянок, в межах яких слід провести умовні вісі для визначення  $k_3$ , якими для наведеної на рис. 1 розрахункової схеми є умовні осі 1-1', 2-2' і т.д.

Величина коефіцієнта запасу міцності в кожній точці масиву уздовж обраної вісі визначається як:

$$k_3 = \frac{R_c k_c}{\sigma_e},$$

де  $\sigma_e$  – еквівалентне напруження;  $R_c$  – межа міцності на одновісне стиснення;  $k_c$  – коефіцієнт структурно-механічного послаблення.

Величина  $\sigma_e$ , як характеристика напруженого стану породного масиву, визначається згідно обраному критерію міцності, яким в цій роботі був обраний критерій П.П. Баландіна.

На кінцевому кроці моделювання, що виконувалось методом скінчених елементів, в кожному елементі масиву були визначені  $\sigma_e$  і залишкова межа міцності  $R_{Cост}$ , що дозволило розрахувати крапковий  $k_3$ .

Головними завданнями роботи визначені наступні:

- розробка розрахункової схеми і формування скінчено-елементної моделі для конкретних гірничо-геологічних умов, якими було обрано умови пласта  $l_8$  горизонту 550 м ТДВ "Шахта Білозерська";
- рішення задачі про напружено-деформований стан породного масиву, що вміщує дві виробки, розділені запобіжним цілком, який складений вугіллям і алевролітом при змінній (з кроком 0,5 м) потужності вугільного цілику  $m_y$ ;
- розрахунок  $\bar{K}$  за обраними характерними перерізами цілику.

**Основний матеріал досліджень.** Розрахункова схема модельованих ситуацій складена на підставі даних про властивості порід. Геометричні параметри виробок було визначено з паспортів проведення і кріплення вантажного ходка і уклону №1 горизонту 550 м пласта  $l_8$  ТДВ "Шахта Білозерська". Величина навантажень, що прикладаються, визначається глибиною розташування виробок з урахуванням ділянки масиву, що забезпечує дотримання граничних умов.

Наведена на рис. 2 розрахункова схема та її скінчено-елементна реалізація для заданих умов сформована на підставі:

- враховуючи симетричність задачі за наявності трьох підготовчих виробок (уклону і 2-х ходків), розміри яких визначаються паспортами кріплення, для досліджень прийнята розрахункова схема з двома виробками;
- мінімальна ширина цілику, що становить 40 м, обґрунтовується розрахунком згідно нормативних рекомендацій [1];

- гірничо-геологічні умови системи, що моделюється, відповідають ділянці шахтного поля пласта  $l_8$  ТДВ "Шахта Білозерська" на ділянці відпрацювання 2-ої північної лави горизонту 550 м, а властивості породного масиву задаються згідно даних геологічної служби шахти.

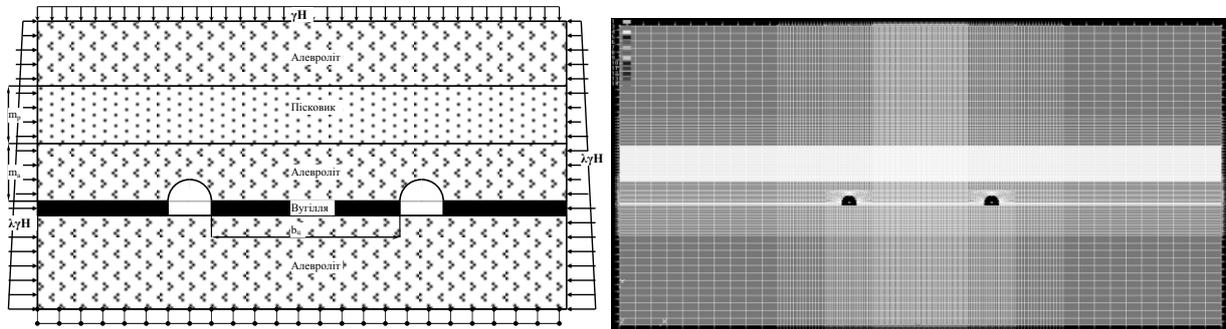


Рисунок 2 – Розрахункова схема та її скінчено-елементна реалізація моделі для визначення зон непружних деформацій для двох капітальних виробок

В результаті рішення серії задач отримані відповідні картини розподілу напружень  $\sigma_e$  в породному масиві, а також визначені конфігурації зон непружних деформацій (рис. 3).

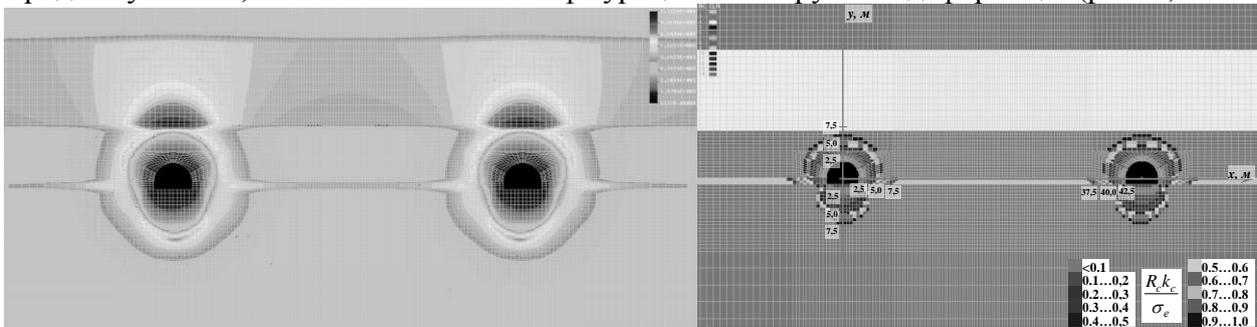


Рисунок 3 – Розподіл еквівалентних напружень  $\sigma_e$  і конфігурації зони непружних деформацій навколо виробок

Розрахунок коефіцієнта запасу міцності уздовж обраних заздалегідь осей дозволяє сформуванати залежності розподілу  $k_3$  за шириною цілику в межах кожної з ділянок (рис. 4). В межах зони непружних деформацій величина коефіцієнта запасу міцності дещо більше або близька до одиниці, що є цілком передбачуваним, враховуючи стан масиву в межах таких областей. Від контуру виробки у напрямку до середини цілику величина залишкової межі міцності  $R_{Cост}$  зростає від майже нульових значень, проте ростуть і значення еквівалентних напружень  $\sigma_e$ , залишаючись при цьому дещо менше гранично припустимих.

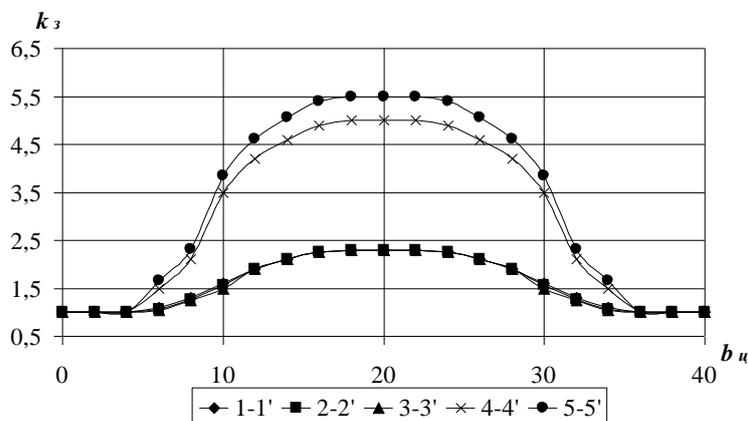


Рисунок 4 – Розподіл величини  $k_3$  за шириною цілика

У основній же частині цілику поза зоною непружних деформацій величина  $k_3$  зростає від межі граничного стану масиву поблизу контуру області непружних деформацій до середньої частини цілику.

Отримані залежності для центральної частини цілику описуються поліномом 4-ого ступеню.

Шляхом розрахунку відношення інтегрування отриманих залежностей до ширини цілика були отримані значення  $\bar{K}$ , найменші з яких відповідають осям, що проходять вугільним пластом ( $\bar{K}_{1-1'} = 1,81$ ,  $\bar{K}_{2-2'} = 1,79$ ,  $\bar{K}_{3-3'} = 1,77$ ,  $\bar{K}_{4-4'} = 2,9$ ,  $\bar{K}_{5-5'} = 3,28$ ). При цьому розкид значень в межах пласта складає менше 1 % при будь-якій потужності вугільного пласту.

Аналізуючи набуті значення  $\bar{K}$ , можна відмітити наступні особливості:

- в межах вугільного пласта величина сумарного коефіцієнта запасу міцності виявляється істотно меншою для усіх осей аналізу порівняно з іншим породними пластами, що складають цілик;

- перерізом цілику, де значення  $\bar{K}$  найменше, є горизонтальна площина, що перетинає вугільний пласт в безпосередній близькості від межі розділу пластів вугілля і алеволіту.

У подальшому оцінка запасу міцності на основі результатів чисельного моделювання для інших конфігурацій модельованого масиву виконувалась лише для горизонтального перерізу цілику (для плоскої задачі – вісі), що перетинає центральну частину пласту. За вихідними даними моделювання отримані підсумкові залежності (рис. 5).

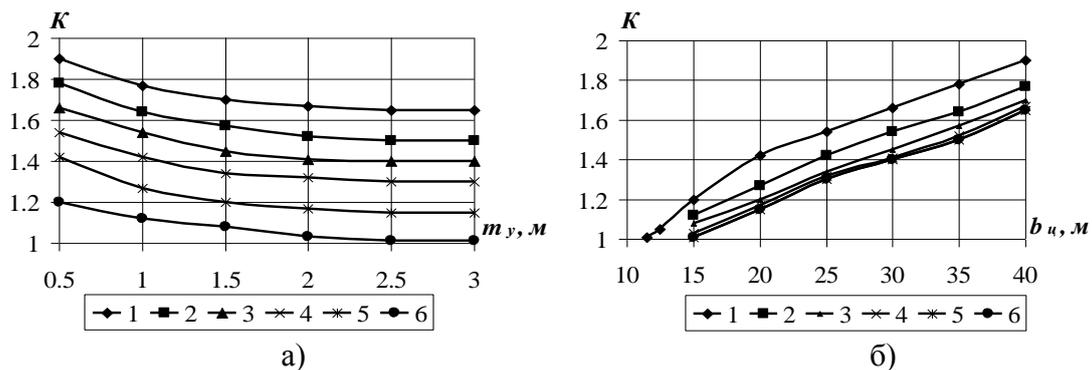


Рисунок 5 – Залежність усередненого значення коефіцієнту запасу міцності цілику  $\bar{K}$  від:  
 а) потужності вугільного пласту  $t_y$  при ширині цілику: 1.  $b_u = 40$  м; 2.  $b_u = 35$  м; 3.  $b_u = 30$  м;  
 4.  $b_u = 25$  м; 5.  $b_u = 20$  м; 6.  $b_u = 15$  м; б) його ширини  $b_u$  при потужності вугільного пласту: 1.  
 $t_y = 0,5$  м; 2.  $t_y = 1,0$  м; 3.  $t_y = 1,5$  м; 4.  $t_y = 2,0$  м; 5.  $t_y = 2,5$  м; 6.  $t_y = 3,0$

Аналіз отриманих залежностей дозволяє зробити наступні висновки:

- коефіцієнт запасу міцності зменшується за експоненціальною залежністю у межах 15...20 % при збільшенні потужності вугільного пласту;

- при збільшенні ширини цілику величина  $\bar{K}$  зростає за лінійним законом і при досягненні мінімально припустимих розмірів цілика відповідно до нормативної методики ( $b_u = 40$  м) запас міцності збільшується у 1,5...1,9 рази порівняно з мінімальним значенням.

Отримані залежності, безумовно, властиві суто прийнятим гірничо-геологічним умовам, але наведена методика визначення запасу міцності цілику може бути використана для будь-яких інших умов.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Расположение, охрана и поддержание горных выработок при отработке угольных пластов на шахтах; КД 12.01.01.201-98. Мінвуглепром України. – К., 1998. – 150 с.

УДК 622.274.5

Кивлига Є.В., заст. нач. гірничого відділу ДП “ДПІ Кривбаспроект”, Кривий Ріг, Україна

### ВИЗНАЧЕННЯ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ПРОХОДКИ ГІРНИЧИХ ВИРОБОК ТА РОЗМІРІВ БЛОКУ ПРИ ВІДПРАЦЮВАННІ ПОТУЖНИХ ПОКЛАДІВ НА ГЛИБОКИХ ГОРИЗОНТАХ

Гірничі підприємства Кривого Рогу з підземним способом видобутку, поступово збільшуючи глибину відробки, сьогодні вже наблизилися до таких її значень, які за попередніми дослідженнями потребують переходу на другу чергу підйому. Невисока економічна ефективність підприємств з підземним видобутком вимагає шукати шляхи вдосконалення всього ланцюга технологічних процесів. Передумовами досягнення успіхів у даному напрямку є виявлення процесів, питома вага яких у собівартості є найбільш значною, та встановлення основних чинників, які суттєво впливають на ефективність даних процесів.

Значну частку собівартості складають такі процеси, як проходка виробок, а також безпосередньо видобуток руди у блоці (система розробки).

Загальновідомим фактом є вплив глибини шпурів на ефективність буро-вибухових робіт та тривалість прохідницького циклу, що врешті визначає техніко-економічні показники проведення виробок.

Тож вкрай необхідним є визначення саме оптимальних параметрів глибини шпура в кожному окремому випадку за для забезпечення найбільшої ефективності буровибухових робіт.

В своїй роботі проф. Н.М. Покровський [1] пропонує визначати глибину шпура враховуючи організацію робіт прохідницького циклу:

$$l_{ш} = \frac{T_{ц} - (t_3 + t_6 + \sum t_{нз})}{\frac{N}{n_б P_б} + \frac{\eta \mu S_{вч}}{n_n P_n} \varphi_n + \frac{\eta H_{ек}}{l_k n_k} \varphi_k}, \quad (1)$$

де  $l_{ш}$  - глибина шпурів, м;  $T_{ц}$  - тривалість прохідницького циклу, г;  $t_3$  - тривалість заряджання комплекту, г;  $t_6$  - час провітрювання виробки після підривання заряду ВР, г;  $\sum t_{нз}$  - тривалість підготовчо-завершальних робіт при вибуруванні шпурів та завантаженні породи;  $N$  - кількість шпурів;  $n_б$ ,  $P_б$  - відповідно кількість бурових машин та їх експлуатаційна потужність;  $\eta$  - коефіцієнт використання шпура;  $\mu$  - коефіцієнт надлишку перетину;  $S_{вч}$  - площа поперечного перетину виробки вчорні, м<sup>2</sup>;  $n_n$ ,  $P_n$  - відповідно кількість та виробнича потужність навантажувальних машин в масиві;  $\varphi_n$  - коефіцієнт, що враховує можливе суміщення в часі бурових та навантажувальних робіт;  $H_{ек}$  - норма часу на зведення одиниці кріплення;  $l_k$  - відстань між рамами кріплення, ширина тьюбінга  $n_k$  - кількість прохідників, що їх задіяно для зведення кріплення;  $\varphi_k$  - коефіцієнт, що враховує можливе суміщення в часі робіт зі зведення кріплення з вибуруванням шпурів та погрузкою породи.

Значення продуктивності бурового та навантажувального обладнання, що їх приведено в формулі (1), не завжди бувають відомими. Однак їх можна визначити з відповідного значення технічної продуктивності.

Експлуатаційна продуктивність буріння шпурів перфораторами залежить від кількості бурових машин, міцності порід та діаметра шпурів. За умови буріння перфораторами в породах з міцністю  $f = 5-16$  експлуатаційна продуктивність буріння складе [1]:

$$P_б = nk_n k_o k_d k_n / (0,15 + a_c f) \quad (2)$$

де  $P_{\delta}$  – експлуатаційна продуктивність буріння, м/ч;  $n$  – кількість бурових машин;  $k_n = 0,8-0,9$  - коефіцієнт надійності;  $k_o=0,8-0,9$  - коефіцієнт одночасної роботи бурових машин;  $k_{\delta}$  – коефіцієнт, що враховує діаметр шпура (для шпурів діаметром 32-36 мм  $k_{\delta} = 1$ , для шпурів діаметром 45 мм  $k_{\delta} = 0,7-0,72$ );  $k_n$  - коефіцієнт, що враховує тип перфоратора;  $a_c$  - коефіцієнт, що враховує зміну швидкості буріння в різних породах (в породах с  $f=5-10$   $a_c=0,02$ , с  $f>10$   $a_c=0,03$ );  $f$  – коефіцієнт міцності породи за шкалою проф. М. М. Протождяконова.

Продуктивність буріння установками (м/г), згідно [2], залежить від міцності порід та типу обладнання:

$$P_{\delta} = 60nk_o k_n v_M / (1 + v_M \Sigma t_{\delta c}) \quad (3)$$

де  $n$  – кількість бурових машин на установці,  $n=1$  або 2;  $v_M$  – механічна (машинна) швидкість буріння шпурів, м/хв;  $\Sigma t_{\delta c} = 1-1,4$  хв/м – тривалість допоміжних робіт.

Експлуатаційна продуктивність навантажувальної машини ( $P_n$ ), м<sup>3</sup>/г згідно [2], складе:

$$P_n = \frac{1}{\varphi_{n3} \alpha \left( \frac{1}{P_m} + \frac{t_{3m}}{V_{\delta} k_3} \right) + \frac{(1-\alpha)\beta\varphi_{n3}}{n_{p\delta} P_{p\delta}}}, \quad (4)$$

де  $\varphi_{n3} = 1,15-1,2$  – коефіцієнт підготовчо-завершальних робіт;  $\alpha$  - доля обсягу породи першої фази;  $P_m$  – технічна виробнича продуктивність навантажувальної машини, м<sup>3</sup>/г;  $t_{3m}$  – час заміни повної вагонетки на порожню;  $V_{\delta}$  – об’єм вагонетки;  $k_3 = 0,9$  – коефіцієнт заповнення вагонетки;  $\beta = 0,6-1$  – коефіцієнт суміщення підсипки з роботою машини;  $n_{p\delta} = 2-4$  – кількість робітників зайнятих на підсипці;  $P_{p\delta}$  - продуктивність робітника на підсипці породи.

При будівництві виробок із заданою місячною швидкістю має місце наступна залежність.

$$v = l_{ui} \eta T_{mic} / T_y, \quad (5)$$

де  $T_{mic}$  – тривалість робіт з будівництва виробки г/міс.

Перетворенням формул (1-4) к.т.н. Харін С.А. [6] склав математичну модель наступного вигляду:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = l_{ui} \frac{N}{60n_{\delta} k_o k_n v_M / (1 + v_M \Sigma t_{\delta c})} + l_{ui} \frac{\eta \mu S_{\delta c} \left[ \varphi_{n3} \alpha \left( \frac{1}{P_m} + \frac{t_{3m}}{V_{\delta} k_3} \right) + \frac{(1-\alpha)\beta\varphi_{n3}}{n_{p\delta} P_{p\delta}} \right]}{n_n} \varphi_n + \\ + l_{ui} \eta \left( \frac{N_a}{P_a} + \frac{N_{ya}}{P_{ya}} + \frac{W_{n\delta}}{P_{n\delta}} \right) \varphi_k + t_3 + t_{\delta} + \Sigma t_{n3} \\ T_y = n t_{cm}, \quad n - \text{целое число} \\ v = l_{ui} \eta T_{мес} / T_y \\ l_{ui}^{\min} \leq l_{ui} \leq l_{ui}^{\max} \\ v_M^{\min} \leq v_M \leq v_M^{\max} \\ P_m^{\min} \leq P_m \leq P_m^{\max} \\ P_a^{\min} \leq P_a \leq P_a^{\max} \\ P_{ya}^{\min} \leq P_{ya} \leq P_{ya}^{\max} \\ P_{n\delta}^{\min} \leq P_{n\delta} \leq P_{n\delta}^{\max} \end{array} \right., \quad (6)$$

де  $T_{ц}$  - тривалість прохідницького циклу, год;  $N_a, P_a$  - відповідно обсяг робіт і годинна норма вироблення при бурінні шпурів під анкери,  $N_{ya}, P_{ya}$  - відповідно обсяг робіт і годинна норма вироблення при установці анкерів,  $W_{нб}, P_{нб}$  - відповідно обсяг робіт і годинна норма виробітку при кріпленні набризкбетоном;  $l_{ш}^{min}, l_{ш}^{max}$  - відповідно мінімальна та максимальна глибина шпурів в забої виробки;  $v_m^{min}, v_m^{max}$  - відповідно мінімальна та максимальна машинна швидкість буріння;  $P_m^{min}, P_m^{max}$  - відповідно мінімальна та максимальна технічна продуктивність навантажувальної машини;  $P_a^{min}, P_a^{max}$  - відповідно мінімальна та максимальна норма вироблення при бурінні шпурів під анкери;  $P_{ya}^{min}, P_{ya}^{max}$  - відповідно мінімальна та максимальна норма вироблення при установці анкерів.

Ця модель відображає залежність тривалості прохідницького циклу від технологічних показників при бурінні шпурів в забої буровими установками. Складена на її основі програма може бути використана для пошуку необхідних параметрів будівництва виробок.

Попередні дослідження ясно свідчать про значне покращення показників випуску подрібненої рудної маси з блоку при підвищенні висоти шару руди, яка випускається.

Розглянемо ситуацію на графічному прикладі:

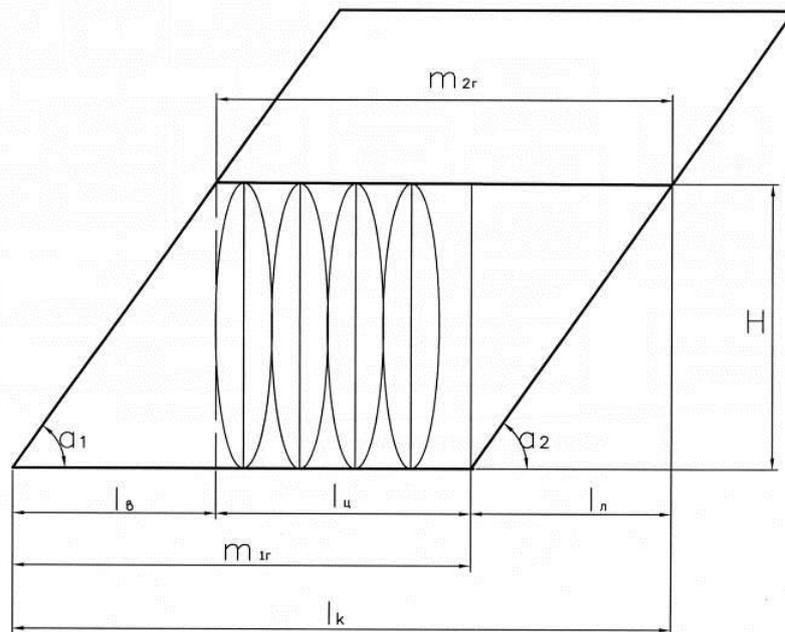


Рисунок 1 – Схема визначення основних геометричних параметрів блоку

де  $l_k$  – корисна потужність покладу, м;  $l_b$  – довжина висячої частини покладу, м;  $l_l$  – довжина лежачої частини покладу, м;  $m_{2r}$  – потужність покладу по верхній його частині, м;  $m_{1r}$  – потужність покладу по нижній його частині, м;

Нескладно геометрично визначити залежності даних параметрів:

$$l_k = l_b + l_{ц} + l_l; \quad (7)$$

$$l_b = h / \operatorname{tg} \alpha_b; \quad (8)$$

$$l_l = h / \operatorname{tg} \alpha_l; \quad (9)$$

$$m_{1r} = l_b + l_{ц}; \quad (10)$$

$$m_{2r} = l_l + l_{ц}; \quad (11)$$

Принципово можна представити спрощений випадок, коли поклад витриманої потужності має однакові кути нахилу контактів лежачого та висячого боків з вміщувачими породами:

$$m_{1r} = m_{2r}; \quad (12)$$

$$\alpha_b = \alpha_n = \alpha \approx 60^\circ; \quad (13)$$

$$l_b = l_n \quad (14)$$

При застосуванні скреперної лебідки для доставки рудної маси оптимальна довжина блоку (вертикальної частини покладу) дорівнює:

$$l_n \approx 20 \dots 25 \text{ м};$$

тоді, перетворивши формулу корисної довжини покладу (7), маємо

$$l_k = l_n + 2h/\operatorname{tg} \alpha. \quad (15)$$

Шляхом перетворень з формули (15) виділимо значення висоти блоку

$$h = (l_k - l_n) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2} \quad (16)$$

З формули (10) маємо:

$$l_b = m_{1r} - l_n; \quad (17)$$

тоді отримаємо

$$h = \operatorname{tg} \alpha \cdot l_b. \quad (18)$$

Підставивши в формулу (18) значення  $l_b$ , отримаємо

$$h = (m_{1r} - l_n) \operatorname{tg} \alpha. \quad (19)$$

Значення висоти блоку, що отримано з формули (19) в даному випадку і буде оптимальним з точки зору якості руди, що випускається.

При реконструкції залізрудних шахт оптимізація основних технологічних параметрів дозволить забезпечити своєчасне введення виробничих потужностей та стабілізацію обсягів видобутку корисних копалин.

Приведені розрахунки потребують подальших досліджень, експериментального підтвердження, а також підкріплення з боку класичних теорій, але мають практичну цінність, оскільки питання визначення геометричних параметрів систем розробки для глибоких горизонтів не переглядалися вже досить тривалий час, і раніше виведені закономірності потребують корегування.

#### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Смирняков В.В., Вихарев В.И., Очкуров В.И. Технология строительства горных предприятий. – М.: Недра, 1989. – 573 с.
2. Вьяльцев М.М. Технология строительства горных предприятий в примерах и задачах. – М.: Недра, 1989. – 238 с.
3. Малахов Г.М., Безух В.Р., Петренко П.Д. Теория и практика выпуска обрушенной руды. – М.: Недра, 1968.-311 с.
4. Чернокур В.Р., Шкробко Г.С., Шелегеда В.И. Добыча руд с подэтажным обрушением. – М.: Недра, 1992. -271 с.
5. Агошков М.И., Малахов Г.М. Подземная разработка рудных месторождений. – М.: Недра, 1966.- 663 с.
6. Харин С.А. Определение технологических параметров при строительстве протяженных выработок горизонтов // Науковий вісник НГУ. – 2006. - № 2. – С. 22-24.

УДК 624

*Вапнічна В.В., к.т.н., доц., Колеснікова Я.О., студ. гр. ОС-71, кафедра геобудівництва і гірничих технологій НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна*

## СТАН ОБРОБКИ ТУНЕЛЮ МЕТРОПОЛІТЕНУ НА ЛІНІЯХ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

Розвиток сучасного міста, поряд з рішенням архітектурно-планувальних завдань і проблем інженерного облаштування освоєваних територій, передбачає також вдосконалення внутрішньо транспортної системи, і в першу чергу тієї її частини, яка відноситься до пасажирських перевезень. В умовах сучасного великого міста, коли необхідно забезпечити збереження базової капітальної забудови та споруд, що представляють історичну цінність, ці транспортні проблеми вирішуються за допомогою підземних ліній метрополітену.

Одним із перспективних напрямів підвищення ефективності забудови міст – це планомірне використання підземного простору.

Проектування і спорудження підземних споруд завжди враховує:

- рельєф місцевості;
- наявність існуючих наземних і підземних споруд і комунікацій;
- результати інженерно-геологічних досліджень.

Особливу увагу звертають на взаємодію підземної споруди з оточуючими ґрунтами, додаткові навантаження і впливи на споруду, коливання рівня ґрунтових вод тощо.

Вартість ліній мілкового закладання у відносно сприятливих гідрогеологічних умовах в середньому в два рази менше, ніж ліній глибокого закладання. Істотно відрізняються і трудові витрати на спорудження 1 п. м. перегінного тунелю. Експлуатаційні витрати, віднесені до одного кілометра лінії дрібного закладання, на 18-20% нижче, ніж глибокого.

Крім того, спорудження тунелів мілкового закладання виключає кесонний спосіб проходки, а також заморожування ґрунту у великих обсягах, тому що зустрічається надлишок ґрунтових вод на окремих ділянках, що знімається попереднім водозниженням. Відмову від цих спеціальних методів робіт важко переоцінити. Тут і економія великих коштів і, що ще більш важливо, виключення шкідливих для здоров'я умов праці. Локальні перешкоди на трасі у вигляді окремих фундаментів будівель та споруд, невеликих водотоків, залізничних шляхів не повинні служити доказом на користь переносу траси на глибоке закладання. Вітчизняний і зарубіжний досвід показує, що перешкоди долаються з використанням відомих відпрацьованих прийомів - зміцнення фундаментів, продавлювання, поверхневого заморожування dna водотоків та інше.

Для компенсації послаблення масиву та забезпечення стійкості утворених у ньому гірничих виробок застосовують тимчасові та постійні кріплення. Роль такого постійного кріплення на протязі всього нормативного терміну експлуатації лінії метрополітену і виконує обробка підземної споруди.

Вступаючи в механічну взаємодію з масивом порід, що знаходяться під дією гравітаційного чи будь-якого іншого природного або техногенного навантаження, обробка, беручи на себе частину цього навантаження, зменшує концентрацію і рівень напружень у породі, підкріплює поверхню виробки і тим самим забезпечує її стійкість.

Також слід зауважити, що при закладанні споруд метрополітенів на невеликій глибині, вплив власної ваги ґрунту або засипки найчастіше не має вирішального значення для напружено-деформованого стану обробки та оточуючого її ґрунту. Як правило, у цьому випадку найвпливовішими на розвиток напруженого стану у конструкціях підземної споруди та в ґрунті навколо неї можуть бути такі неприродні фактори, як дія (у тому числі і

динамічна) транспортних засобів над спорудою, поїздів метрополітену у самій споруді та навантаження від наземних будівель, розташованих поруч із підземною спорудою.

Таким чином, обробка, забезпечуючи стійкість породного або ґрунтового масиву навколо підземної споруди метрополітену, виконує функцію охоронної конструкції для оточуючого її середовища. З другого боку, вона захищає внутрішній простір споруди від породних або ґрунтових вивалів, проникнення підземної води та природних газів, що знаходяться у порах та пустотах масиву.

Крім того, обробка може розглядатись як основа, тобто своєрідний фундамент для внутрішніх конструкцій метрополітену. Безперечно, що від якості обробки та її технічної надійності залежить більшість експлуатаційних параметрів споруд метрополітену в цілому. Разом із тим, слід констатувати, що обробка підземних споруд метрополітенів є найдорожчим їх елементом. Будівельна вартість обробки складає від 40 % до 80 % кошторисної вартості підземного об'єкта, і, зрозуміло, що економічні показники проекту лінії або ділянки метрополітену знаходяться у прямій залежності від прийняття вдалого, чи навпаки, невдалого технічного рішення відносно конструкції обробки та способу її спорудження.

Конструкції обробок перегінних тунелів відкритих способів робіт можуть бути монолітними, збірно-монолітними, збірними та суцільно секційними. У певній мірі окремий тип конструкцій перегінних тунелів відкритих способів робіт складають оправи, у склад яких входять бокові елементи, що споруджуються способом “стіна в ґрунті”. Монолітні залізобетонні обробки рамної конструкції доцільно застосовувати для будівництва перегінних тунелів у районах з високою сейсмічною активністю, а також у місцях проходження траси цих тунелів під існуючими підземними та наземними спорудами або у безпосередній близькості до них, де є неприпустимою дестабілізація ґрунтового масиву під час будівництва та експлуатації метрополітенів.

На жаль, суцільно секційні обробки є дуже чутливими до осідання ґрунтової основи, остання набуває значних незворотних деформацій. Для ділянок перегінних тунелів, що споруджуються на слабкій ґрунтовій основі, спеціалістами Державного проектного інституту „Укрметротунельпроект” (Київ) була розроблена конструкція суцільно секційної обробки з підсилюючою монолітною залізобетонною плитою товщиною у 200 мм, яка укладається на щелеву підготовку товщиною теж у 200 мм. Як показав практичний досвід будівництва і експлуатації Київського метрополітену, застосування такої конструкції не повністю вирішує згадану проблему спорудження перегінних тунелів мілкового закладання на ділянках із дуже слабкими та обводненими ґрунтами в їхній основі. Справа в тому, що практично жорстко приєднана до блоків обробки залізобетонна плита не є гасником коливань, вона тільки збільшує масу конструкції, яка потерпає від цих коливань, в результаті чого динамічне навантаження на основу не зменшується, а навпаки – збільшується.

Загалом суцільно секційні обробки є ефективними конструкціями для спорудження перегінних тунелів відкритими способами. При використанні цих обробок для будівництва ділянок перегінних тунелів способом продавлення відкриваються можливості для підвищення гідроізоляційних властивостей та більш надійного об'єднання блоків у поздовжньому напрямку.

Монолітні конструкції застосовуються при будівництві тунелів мілкового закладання. Конструкція тунелю у вигляді замкнутої суцільної залізобетонної рами з прямолінійними елементами має значні техніко-економічні переваги в порівнянні з конструкцією, що складається з окремих елементів – стін, лотка і перекриття. Ці переваги вагомі при одноярусному кріпленні тунелів, що споруджуються в слабких породах, з кутом внутрішнього тертя менше 30° і при значному гідростатичному тиску.

Проте при наявності над тунелем споруд міського підземного господарства (водопровід, колектори і т.д.) застосовуються збірні конструкції з окремих елементів. Вони

мають ряд переваг перед монолітними: скорочення термінів будівництва, безперервність робіт, повна механізація всього будівельного процесу, скорочення витрат лісоматеріалів, скорочення витрат робочої сили, підвищення якості конструкції, що монтується з елементів заводського виготовлення.

З проблемою надмірних осідань тунелів зіткнулися і в столиці України. Проектною організацією було запропоновано декілька варіантів конструктивних заходів для уникнення критичних деформацій обробки:

- закріплення основи ґрунту шляхом трамбівки щебеневої подушки;
- закріплення основи ґрунту шляхом спорудження залізобетонної плити посилення завтовшки 300 мм перед монтуванням обробки з метою розподілу навантаження на основу і збільшення поздовжньої жорсткості тунелю;
- влаштування "стіни в ґрунті" як огорожуючої конструкції.

Зі зменшенням рівня підземних вод, зменшується величина вертикального переміщення ґрунтового масиву, і як наслідок, зменшується осадка тунелю. В усіх випадках виконання конструктивних заходів для уникнення критичних деформацій при пониженні рівня ґрунтових вод спостерігається прямо пропорційне зниження осідань. Найбільш критичне осідання спостерігається при положенні рівня ґрунтових вод над перекриттям тунелю, де відбувається зважування обробки під дією води.

Облаштування "стіни в ґрунті" як огорожуючої конструкції є доцільним у разі розташування рівня ґрунтових вод по перекриттю обробки, при перетині конструкції на рівні лоткової частини.

При спробі використання бетонної плити і щебеневої подушки в якості посилення ґрунтової основи для тунелю, отримані негативні результати. Ще в процесі будівництва відбувається руйнування плити від усадки шпунтового огорожування. При чому слід зазначити, що опади відбуваються нерівномірно. Аналогічний випадок спостерігається і при щебеневої подушці ущільнення.

Немає сумніву, що конструктивне та технологічне удосконалення обробок підземних споруд є одним із головних напрямків у розвитку технічного прогресу у галузі метробудування.

Розробка, дослідна перевірка й впровадження в практику нових прогресивних матеріалів для обробок підземних споруд, безумовно, може вважатись одним із важливих напрямків удосконалення техніки та технології метробудування.

#### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. *Фролов Ю.С.* Метрополитены на линиях мелкого заложения. Новая концепция строительства / Ю.С. Фролов, Ю.А. Крук. – Москва, 1994.
2. *Маковский Л.В.* Экономические способы строительства тоннелей мелкого заложения / Л.В. Маковский. – Метрострой, 1989. - № 4. – С. 30–32.
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М.: Д985–479 с.
4. *Айвазов Ю.М.* Проектування метрополітенів [Текст] : навч. посіб. для студ. за спец. 7.092106 «Мости і трансп. тунелі». – у 3-х частинах. – Ч. 2 / Ю.М. Айвазов, М-во освіти і науки України, НТУ. – Київ : НТУ, 2009. – 166 с.
5. *Стовпник С.Н.* Напряжённо- деформированное состояние обделки тоннеля метрополитена мелкого заложения в водонасыщенных грунтах // С.Н. Стовпник, С.А. Бородай, В.Г. Кравец / Материалы III Международной научно – технической конференции «Энергетика. Экология. Человек» (конференция молодых учёных – аспирантов и магистрантов) Секция «Перспективы развития горного дела и подземного строительства». Сб. науч. трудов. Вып. 2. – К.: Підприємство УВОІ «Допомога УСІ». – 2011. – С. 173–175.

УДК 622.25(06)

Масленников С.А., доц., к.т.н., Шинкарь Д.И., асп., Шахтинский институт (филиал) ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия

## ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ВЕРТИКАЛЬНОГО СТВОЛА С КОМБИНИРОВАННОЙ КРЕПЬЮ

Интенсивное развитие горнодобывающей промышленности России в последние 10-12 лет существенно повысило объемы строительства новых и реконструкции уже существующих шахт и рудников. В связи с этим все больше внимания научные и производственные работники уделяют вопросам эффективного сооружения и поддержания вертикальных стволов. Что касается крепи, то положительно зарекомендовавшие себя при применении в породах I-III категории устойчивости монолитная бетонная и железобетонная крепи, в породах IV категории и при наличии напорных вод, не обеспечивают ни достаточной несущей способности, ни требуемого уровня гидроизоляции. [1,2] Крепь из чугунных тубингов имеет крайне высокую стоимость, но при наличии высоконапорных вод, в результате выдавливания уплотнительных материалов, теряет свои гидроизоляционные свойства и начинает пропускать воду. Часто применяемая комбинированная чугунно-бетонная крепь, ввиду фильтрации воды через бетон, под воздействием гидростатического давления, не работает как единая конструкция и теряет устойчивость при нагрузках значительно более низких, чем расчётные. [3,4]

В двухслойной сталебетонной крепи, состоящей из металлической обечайки и бетона, под воздействием давления подземных вод возникают локальные отслоения, приводящие к потере устойчивости стальной трубы. Трёхслойная сталебетонная крепь имеет очень высокую стоимость и требует большого количества дефицитной стали, помимо этого, под воздействием агрессивной среды, внешняя оболочка, контроль состояния которой не возможен, нарушает цельность, что приводит к аварийным ситуациям. Широкое применение сталебетонных крепей осложняет и то, что в России они до сих пор использовались исключительно при сооружении стволов методом бурения, соответственно технология их возведения при обычном способе проходки не разработана.

Таким образом, шахтное строительство в условиях роста глубины отработки полезных ископаемых и усложнения гидрологической обстановки на реконструируемых и строящихся горных предприятиях столкнулось в настоящее время с отсутствием эффективных способов поддержания основных вскрывающих выработок – вертикальных стволов.

Одним из возможных вариантов решения возникшей проблемы является применение разработанной и запатентованной авторами [5] конструкции сталебетонной крепи с управляемым режимом работы. Отсутствие опыта возведения подобной крепи в стволе, сооружаемом по буровзрывной технологии, заставил более подробно изучить специфику крепления комбинированной чугунно-бетонной крепью. Так при строительстве скипового ствола рудника «Мир» (см. табл. 1) на глубинах св. 900 м авторами проводились замеры затрат времени на отдельные проходческие процессы (см. табл. 2).

Таблица 1

Характеристики скипового ствола

	Параметр	Характеристика
1	Диаметр, м:	
	в свету	8
	в проходке	9-10
2	Глубина, м	1037,0
3	Материалы крепи	
	чугунные тубинги	8x20-8x60
	бетон	B25 (M-350), 300 – 500 мм

Таблица 2

## Фактическая продолжительность проходческих процессов

Наименование процесса	Min значение, мин	Max значение, мин.	Число замеров, шт.	Ср. значение, мин.
Приведение забоя в безопасное состояние	15	60	10	34
Спуск проходческого оборудования	10	35	11	23
Погрузка породы II фазы (разборка забоя)	175	620	16	402
Бурение шпуров	335	710	21	458
Заряжание шпуров	40	125	17	74
Подъём проходческого оборудования	10	60	14	23
Ведение взрывных работ	10	25	4	18
Проветривание	30	210	12	94
При установке одного кольца тубингов				
Погрузка породы I фазы	75	640	12	234
Установка кольца тубингов	120	240	12	170
Погрузка породы I фазы	125	440	10	288
При установке двух колец тубингов				
Погрузка породы I фазы	45	200	8	131
Установка 1-го кольца тубингов	65	250	8	136
Погрузка породы I фазы	210	410	8	314
Установка 2-го кольца тубингов	115	195	8	154
Погрузка породы I фазы	90	390	7	209

Проходка указанного ствола осуществлялась в сложных горно-геологических условиях. Породы, представленные мергелями, алевролитами, долеритами, песчаниками доломитами, участками сильнотрещиноваты. Трещины от 0,1-1,0 до 20,0 см. заполнены льдом или солью. Крепость пород по шкале проф. М.М. Протодеяконова на участке глубин от 546,4 до 1036,9 м колебалась в пределах  $f=3-16$ , степень устойчивости от 2 до 4. По гидрогеологическим условиям проходки ствол относится к категории самых сложных.

При проходке использовался постоянный копёр и проходческие подъёмные машины МПП-17,5. В сечении ствола размещались: подвесной проходческий полук с породопогрузочной машиной 2КС-2У/40, технологические трубопроводы, кабели и канаты, породу выдавали двумя проходческими бадьями БПС 3.0. Проходка ствола выполнялась по буровзрывной технологии заходками 2,2 м. Для бурения использовались перфораторы ПП-54В.

Крепь возводили по совмещенной схеме. Бетонная смесь спускалась к забою по двум трубопроводам. Тубинги навешивали в забое с одновременным заполнением затубингового пространства бетоном на участке глубин от -40 до -228,7 и от -546,4 до -1036,9 м. В интервале отметок от -228,7 до -526,5 м. непосредственно вслед за выемкой породы в призабойной секционной опалубке возводили передовую бетонную крепь толщиной 500 мм.

Замеры продолжительности были выполнены по всем основным проходческим процессам и их составляющим (см. табл. 2).

Сравнение фактических данных с расчетными показывает значительное превышение времени бурения и погрузки (см. табл. 3).

Как показал анализ собранных данных, применение комбинированной крепи отрицательно сказывается на выполнении всех основных проходческих процессов.

Показательным является то, что, замена такой крепи монолитной бетонной позволяет повысить скорость проходки в 1,5-2 раза (см. [3]). При заходке 4 м приведённая продолжительность работ по креплению, составит 11-12 часов, что с учётом дополнительных потерь времени на остальных процессах приводит к значительному снижению скорости проходки. Совершенствование организации работ при возведении чугунно-бетонной крепи, хотя и сказывается положительно, но значительного повышения скорости проходки не дает. Более перспективным является комплексный подход включающий внесение изменений, как в технологию возведения, в частности, переход к параллельной схеме, так и в параметры крепи.

Таблица 3

Фактическая и нормативная продолжительность проходческих процессов

	Наименование процесса	Замеренные (средние) значения, мин	По ЕНиР (Е36)	По проекту
1	Бурение	458	303	-
2	Погрузка породы в т. ч. приведение забоя в безопасное состояние	1002	591	900
	1-я фаза	34		744
	2-я фаза	566		156
3	Крепление (навеска тубингов)	402	180	-

Последнему был посвящён ряд работ [1,2,3], где была обоснована необходимость применения в чугунно-бетонной крепи бетонов с повышенным модулем деформации и соответственно описывалась предлагаемая технология ее возведения. В соответствии с ней крепление ведётся по параллельной схеме, которая позволяет возводить трёхслойную конструкцию с небольшим отставанием навески тубингов от забоя, что существенно снижает необходимую мощность передового бетона и ширину монтажного зазора. Сущность предлагаемой схемы заключается в следующем.

Основные проходческие процессы – бурение шпуров, зарядание, взрывание, погрузка породы и выдача её на поверхность осуществляются в обычном порядке, с использованием стандартной проходческой техники. Существенному изменению подвергается процесс крепления, соответственно особенностям которого, дорабатывается проходческий полук. К обычному двухэтажному полку достраивается два дополнительных этажа, каждый из которых оборудуется талью и круговым монорельсом. На верхнем этаже устанавливается бункер для приёма бетона.

Процесс возведения крепи ведётся параллельно с основными проходческими процессами. В забое ствола с помощью передвижной секционной опалубки, укладывают бетонную смесь. При этом качество работ, по сравнению с укладкой бетона за тубинги, существенно повышается, например, при применении жёстких смесей с размером крупного заполнителя более 40 мм появляется возможность применять уплотнение вибраторами. Спуск бетона производится специальными контейнерами, выгрузка которых в приёмное устройство осуществляется на верхнем этаже проходческого полка. Тубинги навешивают с верхних этажей полка при помощи, специально установленных для этой цели, 2-4 талей.

Заполнение зазора между тубингами и передовой крепью бетоном/цементным раствором может выполняться после навески каждой заходки, или нескольких, в зависимости от состояния вмещающего породного массива и соответственно передовой крепи. К нижнему кольцу тубингов крепится поддон, препятствующий выдавливанию раствора.

В общем, предложенная технология может быть использована и при креплении сталебетонной крепью. Главным отличием будет необходимость навески дополнительного оборудования и снабжения подвесного проходческого полка подвижным этажным перекрытием, позволяющим качественно выполнять сварочные работы.

Применение данной технологии позволит:

- обеспечить качественное ведение сварочных работ;
- снизить трудоемкость укладки бетона;
- монтировать крупноразмерные секции стальной обечайки параллельно с ведением проходческих процессов на забое и в благоприятных условиях.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Масленников С.А. Перспективы совершенствования двухслойной чугуно-бетонной крепи вертикальных стволов / Тезисы докладов 2-й междунар. научн.-пр. конф. "Перспективы освоения подземного пространства". - Д.: Национальный горный университет, 2008. - С. 37-40.
2. Масленников С.А. Методика определения рационального модуля деформации бетона в комбинированной чугуно-бетонной крепи / Горный информационно-аналитический бюллетень. – М.: МГГУ, 2009. - №4 – С. 205-210.
3. Масленников С.А. Обоснование рациональных параметров комбинированной чугуно-бетонной крепи вертикальных стволов / Горный информационно-аналитический бюллетень. – М.: МГГУ, 2009. - №4 – С. 210-214.
4. Состояние и перспективы строительства вертикальных стволов в Российской Федерации / Перспективы развития Восточного Донбасса: сб. науч. тр. / Шахтинский ин-т (филиал) ЮРГТУ (НПИ). – Новочеркасск: УПЦ «Набла» ЮРГТУ (НПИ), 2008. – Ч. 1. – С. 174 – 191.
5. Пат. 2433269 РФ, МПК E21 D Конструкция крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы / Страданченко С.Г., Масленников С.А., Шинкарь Д.И. – Оpubл. 10.11.2011.

УДК 622.28

*Масленников С.А., доц., к.т.н., Шинкарь Д.И., асп., Шахтинский институт (филиал) ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия*

#### РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ КРЕПИ С РЕГУЛИРУЕМЫМ РЕЖИМОМ РАБОТЫ

В работе [1] авторами было показано, что в настоящее время в России шахтное строительство в условиях роста глубины отработки полезных ископаемых и усложнения гидрогеологической обстановки на реконструируемых и строящихся горных предприятиях столкнулось с отсутствием эффективных способов поддержания основных вскрывающих выработок. Одним из возможных вариантов решения возникшей проблемы является применение разработанной и запатентованной авторами [2] конструкции трёхслойной сталебетонной крепи, включающей (см. рис. 1) внутреннюю металлическую обечайку (3), слой высокопрочного фибро-бетона (2) с искусственно улучшенными водопроводящими свойствами, внешний слой из полимербетона повышенной плотности (1), контрольно-регулирующие элементы (4), а также систему отвода воды.

По сравнению с трехслойной сталебетонной крепью, преимуществом предлагаемой конструкции является существенное снижение стоимости за счёт исключения внешней стальной оболочки, упрощение технологии работ по возведению крепи, снижение рисков, связанных с возможностью нарушения сплошности внешнего стального слоя и восприятия внутренним полным гидростатического давления.

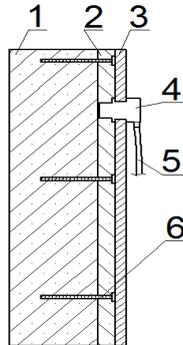


Рисунок 1 – Конструкция гидроизолирующей сталебетонной крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы

Для расчета напряжений, возникающих в трехслойной крепи с регулируемым режимом работы под воздействием давления подземных вод, воспользуемся формулой приводимой в [3], представив ее в следующем виде [4]:

$$P_{\Gamma} = \left( n \times H_e \times \gamma_b \times \lg \frac{r_1}{r_0} \right) / \left( \lg \frac{r_1}{r_0} + \frac{k_{\phi}^{кр}}{k_{\phi}^T} \times \lg \frac{r_{\Gamma}}{r_1} + \frac{k_{\phi}^{кр}}{k_{\phi}^n} \times \lg \frac{R(t)}{r_{\Gamma}} \right) \quad (1)$$

где  $n$  - коэффициент перегрузки;  $H_e$  - напор в данном горизонте, м;  $k_{\phi}^{ед}$  - коэффициент фильтрации крепи;  $k_{\phi}^T, k_{\phi}^n$  - соответственно коэффициенты фильтрации породы и затампированной зоны, м/сут.;  $r_0, r_1, r_{\Gamma}$  - соответственно внешний, внутренний радиус крепи и радиус затампированной зоны, м;  $R(t)$  - радиус влияния дренажа выработки, м;  $\gamma_b$  - удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>.

Анализируя формулу, приходим к выводу:

1. Давление подземных вод при их фильтрации через многослойное кольцо распределяется между каждым из составляющих слоев пропорционально его геометрическим и фильтрационным характеристикам. Т.е. при двухслойном кольце  $P_{\Gamma_{общ}} = P_{\Gamma_1} + P_{\Gamma_2}$ , при трехслойном кольце  $P_{\Gamma_{общ}} = P_{\Gamma_1} + P_{\Gamma_2} + P_{\Gamma_3}$ , где  $P_{\Gamma_1}, P_{\Gamma_2}, P_{\Gamma_3}$  - давление, воспринимаемое 1-3-м слоем.

$$2. P_{\Gamma} = f(k_{\phi}^{кр}, k_{\phi}^T, k_{\phi}^n, r_1/r_0, r_{\Gamma}/r_1, R(t)/r_{\Gamma}).$$

Из положения 2 заключаем, что, если рассмотреть трехслойное кольцо, с характеристиками  $k_{\phi_1}^{кр}, k_{\phi_1}^T, k_{\phi_1}^n, r_{01}, r_{11}, r_{\Gamma_1}, R(t)_1$  и двухслойное, с характеристиками  $k_{\phi_2}^{кр}, k_{\phi_2}^n, r_{02}, r_{12}, R(t)_2$ , в которых фильтрационные характеристики слоев 1 и 1', 3 и 3' идентичны

( $k_{\phi_1}^{кр} = k_{\phi_2}^{кр} = k_{\phi}^{кр}, k_{\phi_1}^n = k_{\phi_2}^n = k_{\phi}^n$ ), а также выполняется условие  $\frac{\lg \frac{r_1}{r_0}}{\lg \frac{r_3}{r_2}} = \frac{\lg \frac{r'_1}{r_0}}{\lg \frac{r'_3}{r'_1}}$ , то нагрузка, вос-

принимаемая слоем 2 в трехслойном кольце, перераспределяется в двухслойном между слоями 1' и 3', и при этом сохраняется пропорция  $\frac{P_{\Gamma_1}}{P_{\Gamma_3}} = \frac{P'_{\Gamma_1}}{P'_{\Gamma_3}}$

Составим систему уравнений, связывающую показатели обоих случаев:

$$\begin{cases} P_{\Gamma} = P'_{\Gamma 1} + P'_{\Gamma 3} \\ P_{\Gamma} = P_{\Gamma 1} + P_{\Gamma 2} + P_{\Gamma 3} \\ \frac{P_{\Gamma 1}}{P_{\Gamma 3}} = \frac{P'_{\Gamma 1}}{P'_{\Gamma 3}} \end{cases} \quad (2)$$

зная величину  $H_e \cdot \gamma_a$  и имея возможность определить  $P'_{\Gamma 1}, P_{\Gamma 1}$  по формуле (1) найдем  $P_{\Gamma 2}$ :

$$P_{\Gamma 2} = P_{\Gamma} - (P_{\Gamma 1} \times P_{\Gamma} / P'_{\Gamma 1}) \quad (3)$$

Находя частное от деления обеих частей формулы (3) на  $P_{\Gamma 1}$  получаем:

$$\frac{P_{\Gamma 2}}{P_{\Gamma 1}} = \frac{P_{\Gamma}}{P_{\Gamma 1}} - \frac{P_{\Gamma 1} \times P_{\Gamma}}{P'_{\Gamma 1} \times P_{\Gamma 1}} = P_{\Gamma} \times \frac{P'_{\Gamma 1} - P_{\Gamma 1}}{P_{\Gamma 1} \times P'_{\Gamma 1}}$$

подставляя соответствующие значения и выражая  $D_{A2}$  получаем:

$$P_{\Gamma 2} = \left( P_{\Gamma 1} \times k_{\phi}^{kp} \times \lg \frac{r_2}{r_1} \right) / \left( n \times k_{\phi}^T \times \lg \frac{r_1}{r_0} \right) \quad (4)$$

Аналогичным образом из системы уравнений (2) получаем:

$$P_{\Gamma 3} = \left( P_{\Gamma 2} \times k_{\phi}^T \times \lg \frac{r_3}{r_2} \right) / \left( n \times k_{\phi}^n \times \lg \frac{r_2}{r_1} \right) \quad (5)$$

Отметим, что при  $n = 1$  значение, рассчитанное по формуле (4) совпадает с результатом, полученным по формуле 5.46, приводимой проф. Булычевым Н.С. [4].

Давление воды на внутренний слой (стальную обечайку) в сталебетонной крепи с регулируемым режимом работы может быть меньшим либо равным давлению сброса ( $P_{сб}$ ). В первом случае крепь функционирует как обычная водонепроницаемая, во втором, как крепь с управляемым режимом работы. Учитывая, что  $P_{\Gamma 1} = P_{сб}$  найдем мнимый коэффициент фильтрации стальной обечайки  $k_{\phi}^1$ :

$$k_{\phi}^1 = \left( \lg \frac{r_1}{r_0} \times \left( \frac{n \times H_e \times \gamma_b - 1}{P_{сб}} \right) \right) / \left( \frac{1}{k_{\phi}^2} \times \lg \frac{r_2}{r_1} + \frac{1}{k_{\phi}^3} \times \lg \frac{r_3}{r_2} + \frac{1}{k_{\phi}^4} \times \lg \frac{r_4}{r_3} \right) \quad (6)$$

Примем, что давление сброса должно быть не выше критического  $P_{cr} {}^3P_{сб}$ , которое может быть найдено по методике Е. Амштутца, подробно изложенной в [4]. В этом случае  $P_{сб}$  является функцией 21 переменной, подбор рациональных значений которых, на начальном этапе проектирования крепи, требует рассмотрения более 2 млн ( $2^{21}$ ) вариантов уже при двух уровнях варьирования.

Для сокращения количества факторов используемых при определении  $P_{сб}$  воспользуемся методами планирования эксперимента. С этой целью зададимся условием  $P_{cr} {}^3P_{сб} {}^3D$ , где  $D \rightarrow P_{cr}$  при количестве влияющих факторов для  $D$  стремящихся к минимуму, определяемому необходимой точностью вычислений. С учетом количества факторов, характера зависимости от них целевой функции используем план Плакетта-Бермана для отсеивающего эксперимента [5]. Анализируя литературные источники, выделим из 21 влияющего фактора ос-

новные 13, варьирующие свои величины в наибольшем диапазоне значений и существенно влияющих на результат см. табл. 1. Отброшенные 8 факторов выставим в качестве границ области применения результатов проводимого исследования.

Таблица 1

Основные факторы, влияющие на величину критического давления

	Факторы	Значения		Выявленный эффект
		min	max	
	1	2	3	4
1.	Радиус ствола в свету $r_1$ , м	2	4,5	-9,6281183
2.	Толщина слоя стали $t_2$ , м	0,008	0,16	15,70291
3.	Толщина слоя бетона $t_4$ , м	0,35	0,5	-0,17131
4.	Удельный вес пород $\gamma_i$ , МН/м <sup>3</sup>	0,015	0,035	-0,11405
5.	Коэффициент Пуассона $\nu_1$ бетона (поз. 2 рис.1)	0,14	0,22	0,08292
6.	Коэффициент Пуассона $\nu_2$ бетона	0,13	0,22	0,133972
7.	Коэффициент Пуассона $\nu_3$ пород	0,13	0,36	0,061196
8.	Модуль упругости $E_1$ бетона (поз. 2 рис.1), МПа	15000	23500	-0,11444
9.	Модуль упругости $E_2$ бетона, МПа	23000	40000	0,070444
10.	Модуль упругости $E_3$ пород, МПа	1000	25000	-0,08267
11.	Предел текучести стали $\sigma_y$ , МПа	225	390	9,513008
12.	Глубина рассматриваемого участка, м	20	2000	0,137065
13.	Расстояние от забоя до введения крепи в работу,	0,5	4,5	-0,07433

Применяя 15-ти факторный отсеивающий план с  $N=16$  экспериментами, и обрабатывая результаты по методике, описанной в [5] видим, что при уровне значимости 95% ( $\alpha=0,05$ ) существенными являются факторы: радиус ствола в свету  $r_1$ , толщина слоя стали  $t_2$ , предел текучести стали  $\sigma_y$ . Полученные результаты представлены на рис. 2 в виде нормального вероятностного графика.

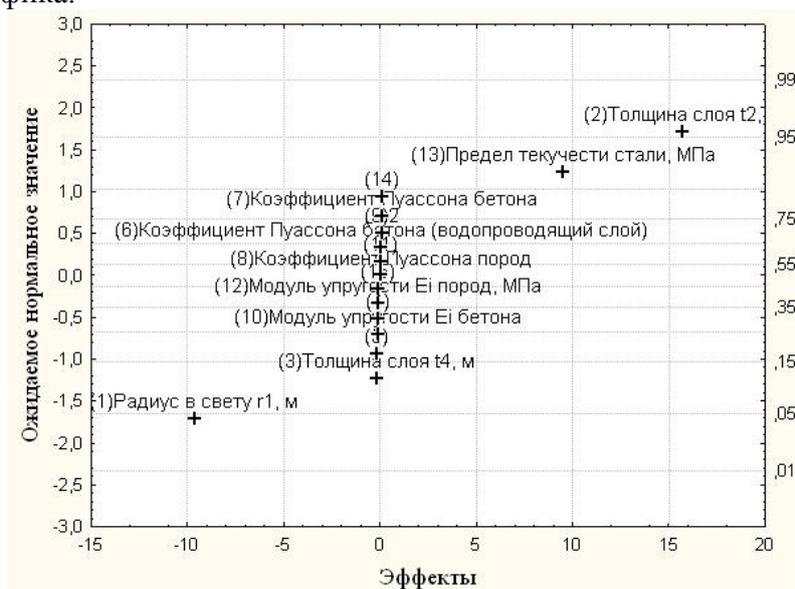


Рисунок 2 – Нормальный вероятностный график критического давления

Далее, с учетом выявленных эффектов (см. столбец 4 табл. 1), задаваясь значениями факторов 3-10, 12,13, минимизирующими величину  $P_{ст}$  находим значения давления сброса как функции основных влияющих факторов  $P_{сб} = f(t_2, r_1, \sigma_y)$ . Результат в виде графика, для диаметра ствола в свету 4 м и толщины слоя стали от 0,05 до 0,16, приведен на рис. 3.

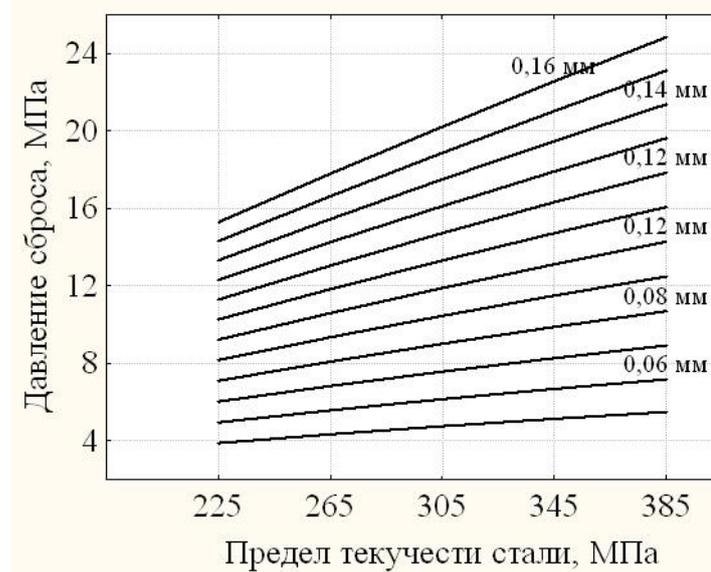


Рисунок 3 – Зависимость давления сброса  $P_{сб}$  от предела текучести стали и толщины стального листа

#### Выводы:

1. Напряжения, возникающие в трехслойной сталебетонной крепи с регулируемым режимом работы, могут быть рассчитаны по методике, используемой для фильтрующей крепи. При этом сброс воды через регулирующие элементы учитывается введением мнимого коэффициента фильтрации металлической обечайки, определяемого по формуле (6).

2. Давление сброса  $P_{сб}$ , используемое для расчета мнимого коэффициента фильтрации стальной обечайки, определяется как функция  $P_{сб} = f(t_2, r_1, \sigma_y)$  по разработанным графикам (см. рис. 3).

3. Величины давлений на 1-3-й слои предлагаемой конструкции крепи находятся по формулам (2), (4), (5).

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Страданченко С.Г., Масленников С.А., Шинкарь Д.И. Конструкция гидроизолирующей сталебетонной крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. – Екатеринбург, 2010 - №2, с. 29 – 32.
2. Пат. 2433269 РФ, МПК E21 D Конструкция крепи вертикальных стволов с регулируемым режимом работы / Страданченко С.Г., Масленников С.А., Шинкарь Д.И. – Оpubл. 10.11.2011.
3. СНиП 2.94-80. Подземные горные выработки/Государственный комитет СССР по делам строительства. – М.: Стройиздат. 1982. – 30 с.
4. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: Учебное пособие для вузов. – М.: Недра, 1989. - 270 с.
5. Хартман К., Лецкий Э., Шеффер В. Планирование эксперимента в исследовании технологических процессов. М.: Мир. – 1977. – 552 с.

УДК 624.1

*Шайдецька Л.В., ст. викладач, Йожиков А.В., Кудрик О.В., ст. гр. ОС-91, кафедра геобудівництва і гірничих технологій НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна*

## ТЕНДЕНЦІ РОЗВИТКУ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА ІНЖЕНЕРНО-ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД

Ступінь використання підземного простору, техніка і технологія ведення робіт залежить від розміру міста, характеру та складу історично сформованої перспективної забудови, рівня автомобілізації, природно – кліматичних, інженерно – геологічних та ін. умов. Відповідно до цього на генеральному плані міста і у проекті детального планування виділяють зони з різним ступенем і черговістю використання підземного простору.

Підземний простір мегаполіса включає:

- інженерно – транспортні споруди;
- підприємства торгівлі та громадського харчування;
- адміністративні та спортивні будівлі та споруди;
- об'єкти комунально – побутового обслуговування та складського господарства;
- об'єкти промислового призначення та енергетики;
- інженерне обладнання.

Основну частину підземного простору займають інженерно-транспортні споруди, до них відносять: пішохідні, автодорожні і залізничні тунелі, станції і тунелі метрополітенів, швидкісного трамвая, автостоянки та гаражів, гаражі, автовокзали.

В сучасному підземному будівництві інженерно-транспортних споруд більшого поширення набуває різноманітна щитова техніка: механізовані і автоматизовані щитові агрегати для проходки тунелів різних форм та розмірів поперечного перерізу в широкому діапазоні гірничо – геологічних умов. Встановлено, що щитовий спосіб робіт має цілий ряд переваг перед гірським.

Сфера їх застосування постійно розширюється, відбувається безперервне вдосконалення конструкції робочих органів, що підвищує продуктивність робіт, рівень механізації і автоматизації виробничих операцій і ступінь їх безпеки.

Не дивлячись на високу вартість механізованих щитів використання їх виправдало себе, так як забезпечує ефективну технологію проходки тунелів з великими швидкостями при низькому коефіцієнті використання щитового агрегату (0,2 – 0,4), що свідчить про великі резерви підвищення продуктивності механізованої щитової проходки.

Основними елементами щита є корпус та щитові домкрати. Корпус щита складається з ріжучої, опорної і хвостової частини. Ріжуча частина (кільце) забезпечує зрізання породи і проникнення щита в глибину гірничого масиву. Опорна частина корпусу (опорне кільце) створює необхідну жорсткість і міцність цієї конструкції. В хвостовій частині знаходиться пункт управління щитом і виконуються роботи по монтажу тунельного кріплення.

Важливим етапом в розвитку щитової техніки стало створення в Японії механізованих щитів нового покоління з подвоєним робочим органом роторної дії (рис. 1).

Щити з двома працюючими органами дозволяють вести прохідку виробок бінокулярного поперечного перерізу, в більшій мірі наближеного до габаритів рухомого потягу двохколієних тунелів. При цьому залишки корисної площі в двохколієних складають 39 %, а у одноколієних 11 %.

Щит був оснащений двома роторами діаметром 6,09 м, відстань між осями 4,6 м. Перекриття забезпечується за рахунок того, що ріжучі лопаті одного з дисків заходять у вільний простір між лопатями другого. Максимальна ширина щита 10,69 м, довжина 6,22 м, загальне зусилля подачі 6400 т. Для видалення відпрацьованої породи передбачені два

шнекових конвеєра продуктивністю 150 т/год. Подальший розвиток прохідницьких щитів подібної конструкції призвело до створення трьохдискових агрегатів збірно – розбірної конструкції.

Щити з трьома робочими органами можуть здійснювати наскрізну проходку як двохколієних перегінних тунелів, так і трьох склепінчастих станцій метрополітену. Основою цієї модифікації є центральний механізований щит з робочим органом роторної дії діаметром 10 м (рис. 2). Для спорудження стаціонарних тунелів щит переоснащується шляхом розбирання окремих елементів корпусу і встановлення двох бічних допоміжних робочих органів діаметром 6,5 м, які після проходки трьохсклепінчастої станції демонтуються, а центральний робочий орган використовується для проходки перегінного тунелю.

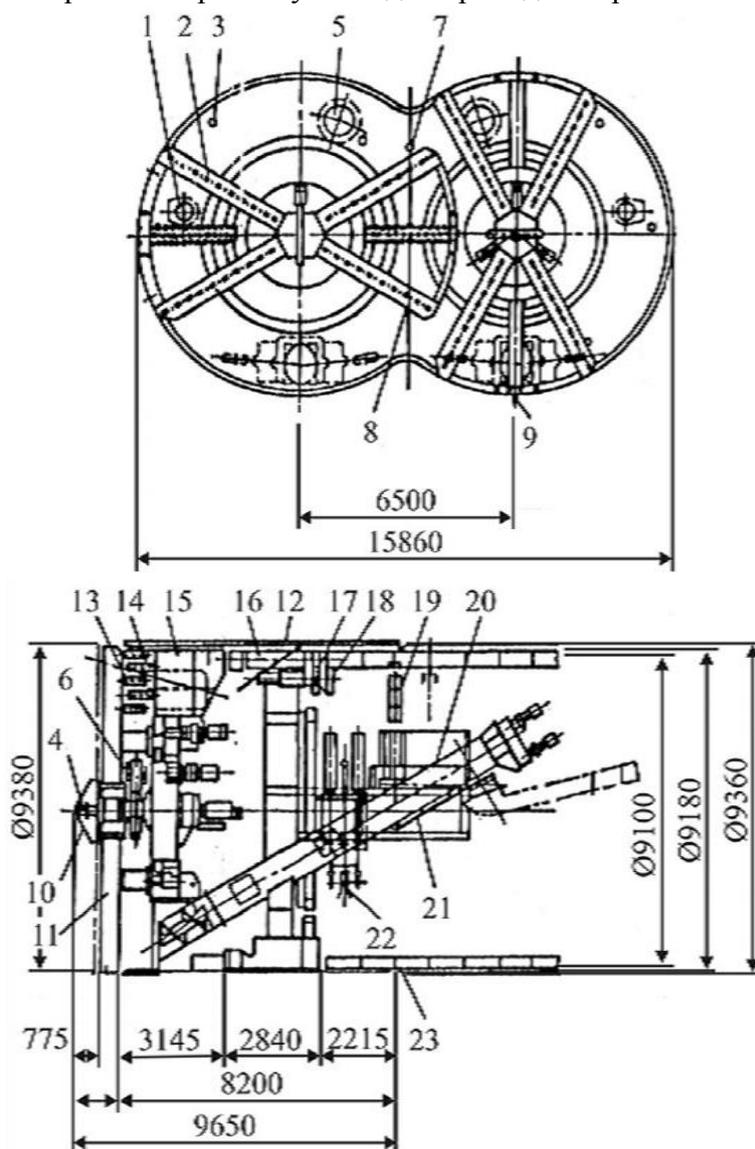


Рисунок 1 – Механічний щит з подвійним робочим органом:

1,5 – людський люк; 2 – лопать різець; 3 – фіксований різець; 4 – отвір для нагнітання глинистого розчину; 6 – незалежна мішалка; 7,8,15 – датчик тиску ґрунту; 9 – копир – різець; 10 – забурювальник; 11 – планиайба; 12 – пристрій для ін'єкціювання тампонажного розчину в будівельний проміжок; 13 – перемішуюча лопать; 14 – фіксована лопать; 16 – щитовий домкрат; 17 – домкрат для підйому блока обробки; 18 – вимірювальний пристрій переміщення ротора; 19 – вузол коректування контуру виробки; 20 – шнековий конвеєр; 21 – кришка домкрата; 22 – еректор; 23 – хвостове уцільнення

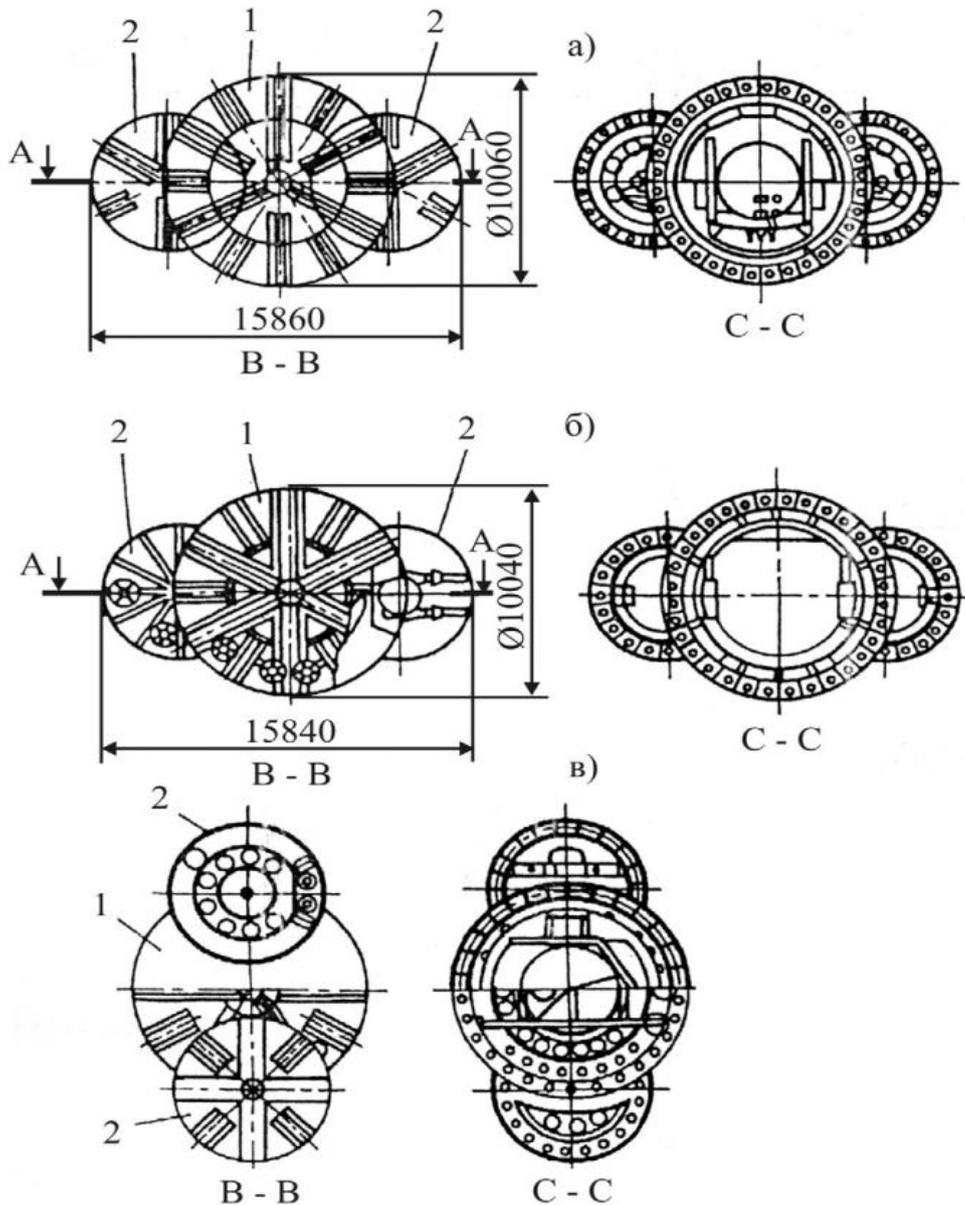


Рисунок 2 – Схеми трьохдискових щитових агрегатів:  
 а – тип I; б – тип II; в – тип III; 1 – центральний щит; 2 – боковий щит.

Запропонована технологія в порівнянні з традиційною має наступні переваги:

- досягається суттєва економія затрат за рахунок скорочення кількості щитів;
- зменшується термін будівництва за рахунок збільшення темпів проходки;
- суттєво спрощується влаштування стаціонарних конструкцій, так як виключають допоміжні операції по розкриттю перерізу переднього залу.

#### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Лысиков Б.А. Использование подземного пространства / Б.А. Лысиков, А. Каплюхин. – Донецк: Норд-Пресс, 2005. – 348 с.
2. Энциклопедия “Техника”. – М. : Росмэн, 2006.
3. Тоннелестроение [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://lokomu.ru/zheleznodorozhnyy-put/tonnelestroenie.html>

УДК 622.22

Ткачук К.К., проф., д.т.н., Гребенюк Т.В., асп., НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

## АНАЛІЗ ВПЛИВУ ЯКОСТІ БУРОВИХ РОБІТ НА ВИДОБУТОК БЛОЧНОГО КАМЕНЮ

### Вступ

Головна проблема, що виникає під час видобування блоків природного облицювального каменю, є потреба знижувати втрати та збільшувати вихід блокової продукції на всіх стадіях видобувних робіт від розкриття родовища до відколу кондиційних блоків.

Актуальним є завдання точно розраховувати та дотримувати технологічні параметри при використанні устаткування, оптимізувати режими його роботи, знизити витрати праці під час видобування блоків, а також звернути увагу на якість бурових робіт.

### Аналіз проблеми

При видобуванні природного блочного каменю часто використовується шпуровий метод, коли в площині відколу по лінії пробурюється ряд шпурів. Як правило, поперечний переріз цих шпурів має вигляд круга. Блоки мають форму прямокутних паралелепіпедів, а шпури розміщують в площині, паралельній одній із граней паралелепіпеда (Рис.1).

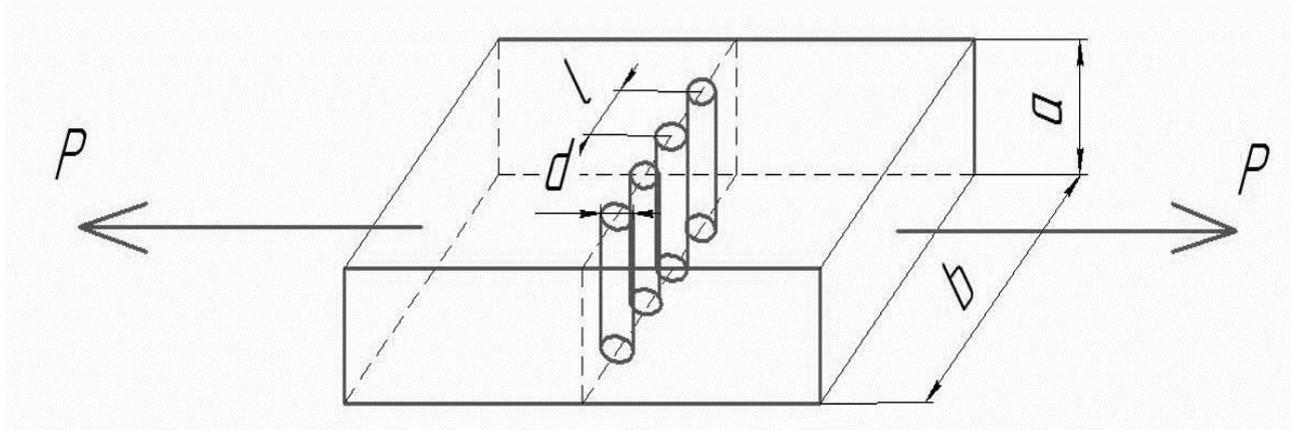


Рисунок 1 – Кам'яний блок із рядом пробурених шпурів

Якщо допустити припущення, що масив анізотропний, то при оцінці властивостей блоку, які вносить ряд шпурів діаметром  $d = 2r$ , пробурених на відстані  $l$  один від одного, можливі наступні допущення:

- якщо блок однорідний та підлягає розтягуванню силами  $P$ , то в поперечному перетині блоку створюється напруження  $\sigma = \frac{P}{ab}$ ;

- у випадку, коли шпури діаметром  $d$  пробурені паралельно граням  $(ab)$  на відстані  $l$  один від одного, площа поперечного перетину шпурів, проведена через вісі шпурів, буде дорівнювати

$$a \left( b - \frac{b}{l} d \right) = \frac{b(l-d)}{l} a = \frac{ab(l-d)}{l}.$$

В цьому випадку напруження в площині відколу буде дорівнювати

$$\frac{Pl}{ab(l-d)} \text{ тобто в } \frac{l}{l-d} \text{ разів більше ніж в суцільному блоці.}$$

$$\frac{b}{l} = n - \text{кількість шпурів; } b_1 = b - dn;$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{a(b-dn)}; \quad \frac{\sigma}{\sigma_1} = \frac{b-dn}{b} = 1 - n \frac{d}{b} = \frac{b_1}{b}; \quad \sigma_1 > \sigma.$$

Аналізуючи вплив похибки буріння на працевтрати по відколу блоків, встановлено, що шпури пробурені строго паралельно площині ( $ab$ ), мають однакову довжину  $a$ . Шпури, що пробурені з похибкою  $h$ , будуть мати довжину  $a_1 = \sqrt{a^2 + h^2}$  (рис. 2). Можна вважати, що гирло шпурів знаходиться на одній площині прогнозованого відколу, так як розмітку лінії та центрів шпурів можливо виконати точно.

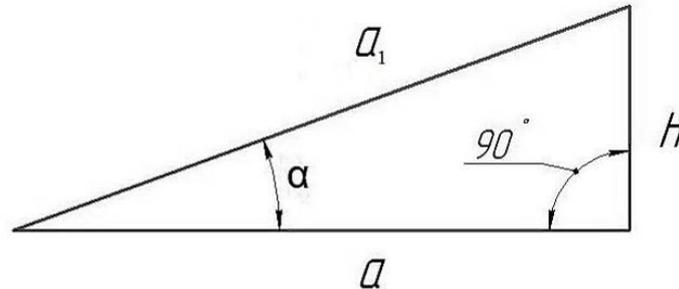


Рисунок 2 – Визначення довжини не паралельно пробуреного шпуру

$$\frac{a}{a_1} = \cos \alpha; \quad \frac{h}{a} = \sin \alpha \rightarrow \frac{h}{a} \approx \leq \alpha; \quad a = a_1 \cos \alpha;$$

$m$  шпурів, довжиною  $a$ ;

$\bar{m}$  шпурів, довжиною  $a_1$ ;

$m + \bar{m} = n$ .

Проаналізуємо можливі варіанти положення пробурених шпурів.

1. Всі шпури пробурені під кутом  $\alpha$  к  $a$  в площині, паралельній ( $ab$ ), таким чином напруження в площині знаходження центрів шпурів,

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{P \cos \alpha}{a(b - nd)},$$

що менше ніж при шпурах, паралельних  $a$ . Об'єм пробуреної породи більший, ніж при шпурах, пробурених перпендикулярно лінії  $b$ , і загальна довжина шпурів становить

$$\bar{l} = \sum_{i=1}^{\bar{m}} \frac{a}{\cos \alpha}.$$

2. Частина шпурів  $m$  пробурена перпендикулярно лінії  $b$  в площині ( $ab$ ), а частина шпурів  $\bar{m}$ , під кутом  $\alpha$ .

$$\sigma_{cp} = \frac{\bar{\sigma}_1 \bar{m} + \sigma_m}{2} = \left[ \frac{P \cos \alpha}{a(b - \bar{m}d)} + \frac{P}{a(b - md)} \right] / 2.$$

Таким чином, загальна довжина шпурів становить

$$\bar{l} = \sum_{i=1}^{\bar{m}} \frac{a}{\cos \alpha} + ma.$$

3. Якщо шпури виходять з площини паралельній ( $ab$ ), збільшується загальна довжина пробурених шпурів, та разом з тим збільшується загальне зусилля, необхідне для відколу блоку, а також збільшується вірогідність отримання браку.

4. Найбільш негативний випадок для відколу блоку, коли шпури відхиляються в різні сторони блоку з площини паралельній ( $ab$ ) (Рис. 3).

В цьому випадку, для розрахунку загальної довжини пробурених шпурів, можемо скористатись формулою (варіант 2).

Необхідно пам'ятати, оскільки шпури відхиляються в різні сторони блоку від лінії відколу, то робота, яка витрачається на відкол блоку буде найбільшою. Це пояснюється тим, що площа відколу блоку буде перевищувати цей параметр. При розгляді інших випадків похибки буріння (варіанти 1 - 4), також збільшується вірогідність отримання браку, так як розповсюдження площі відколу може співпасти з природними тріщинами масиву.

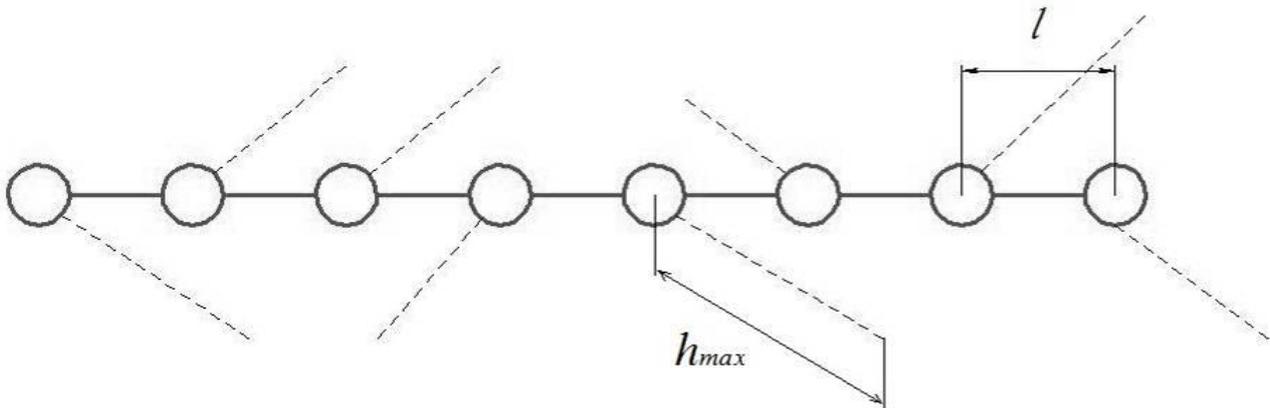


Рисунок 3 – Схематичне зображення найбільш негативного випадку буріння шпурів в кам'яному блоці

При ідеальному бурінні шпурів для відколу блоку, та при його пасировці необхідно прибрати нерівності, об'єм яких дорівнює

$$\left(l - \frac{\pi r}{2}\right) r b n,$$

при цьому блок зменшиться на величину  $r$  по ширині від лінії відколу.

При відхиленні хоча б одного шпура на відстань  $h_{\max}$  (Рис. 3) від лінії прогнозованого відколу треба прибрати об'єм нерівностей порядку  $(h_{\max} ab)$ , що зменшить об'єм блоку на величину  $(2r + h)$  по ширині від лінії відколу.

Якщо має місце відхилення шпурів в різні боки (Рис.3) від лінії прогнозованого відколу, то наступний видобуваємий блок буде ще з більшими площинними та геометричними дефектами, що приведе до більших втрат енергії та цінної природної сировини.

### Висновки

1. Досліджено вплив похибки при бурінні шпурів на видобуток блочного каменю.
2. Розглянуті варіанти невідповідності буріння технологічним паспортам робіт та порівняно вплив таких бурових робіт на якість видобуваних блоків.
3. Для усунення вищезгаданих проблем при бурінні шпурів необхідно збільшувати напруження для відколу блоку, при якому також збільшується вірогідність браку.
4. Враховуючи збільшення витрат енергії на пасировку блоків при неякісному бурінні, доцільно використання обладнання для точного буріння, оцінка його вартості і терміну окупності, що є актуальною проблемою для гірничо-видобувних підприємств.

### БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бакка М.Т. Основи гірничого виробництва: [навч. посібник для студентів вищ. навч. закл.] / Бакка М.Т., Лягутко А.С., Пчолкін Г.Д. – Житомир : ЖІТІ, 1999. – 430с.
2. Карасёв Ю.Г. Технология горных работ на карьерах облицовочного камня / Карасёв Ю.Г. – М.: Недра, 1995. – 296с.
3. Сопротивление материалов/ Под ред. академика НАН Украины Писаренко Г.И. – 5-е изд., перераб. и доп. – К.: Вища школа, 1986. – 775с
4. Демидов С.П. Теория упругости : [учебник для студентов высш. учеб. зав.] / Демидов С.П. – М., Высшая школа, 1979. – 432с.

УДК. 624.159.1

Самедов А.М. д.т.н., проф., Ткач Д.В. асп., НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

## ПРОБЛЕМЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ БЕСКАРБОНАТНЫХ И МАЛОКАРБОНАТНЫХ СЛАБЫХ ГОРНЫХ ПОРОД КАК ОСНОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

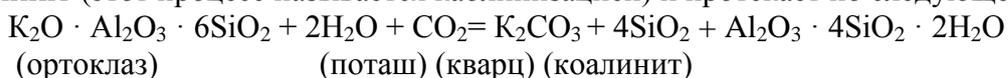
Введение:

Малокарбонатные и бескарбонатные, легкие и тяжелые гидрослюдистые супеси, суглинки и глины относятся к слабым горным породами, как основания подземных сооружений без укрепления не пригодны.

Цель работы: классифицировать по грунтам слабые горные породы исходя из физико-механических и гранулометрических свойств. Разработать способы укрепления их и подобрать соответствующие вяжущие для каждой группы.

Изложение результатов исследований:

Выветривание проявляется не только в виде физических процессов (механического разрушения), но и как результат взаимодействия составных частей горных пород с различными веществами, находящимися в атмосфере (химическое разрушение). Составными частями скальных горных пород являются **породообразующие минералы**. Так, **породообразующие минералы – полевые шпаты (например, калиевые полевые шпаты – ортоклаз)** под действием воды и углекислого газа  $\text{CO}_2$  разрушаются образуя минерал **каолинит** (этот процесс называется каолинизацией) и протекает по следующей реакции:



В результате химического разрушения полевошпатовых минералов образованный каолинит, смешиваясь с пылеватым песком и другими продуктами разрушения, остаются на месте, образуя **первичную глину** или пылеватый песок, смеси относятся к супесям и суглинкам или переносятся водой, ветром и откладываются в другом месте в более измельченном виде (**вторичная глина**).

Следует отметить, что среди большого разнообразия природных минералов только часть их участвует в образовании горных пород. К числу этих минералов, называемых **породообразующими**, относят **кварц, полевые шпаты (натриевые и калиевые), слюды, карбонаты, сульфаты и железисто – магнизиальные минералы**.

От минералогического состава горных пород в значительной степени зависят их строительные свойства, а также возможности укрепления их различными вяжущими. Одни минералы отличаются высокой прочностью, твердостью и химической стойкостью (например, **кварц –  $\text{SiO}_2$** , прочность при сжатии 2000 МПа, твердость 7 по 10-ти бальной шкале, удельный вес частицы  $26,5 \text{ кН/м}^3$ , достаточная химическая стойкость с щелочами); другие имеют незначительную прочность, недостаточную химическую стойкость, способность значительно поглощать воду (например, **гипс –  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$** ). Отдельные минералы обладают способностью легко расщепляться по плоскостям (например, **слюда**), понижая этим прочность породы, в состав которой они входят.

Следующим породообразующим минералом является **глинозем -  $\text{Al}_2\text{O}_3$**  - занимает в составе земной коры второе место после кремнезема (кварца). Свободный глинозем (корунд) является наиболее твердым минералом, занимающим 9-е место в шкале твердости, т.е. непосредственно перед алмазом. Глиноземом обычно находится в виде химических соединений с кремнеземом и другими окислами. В виде алюмосиликатов наиболее распространены в земной коре **полевые шпаты и слюды**.

К породообразующим минералам относятся **полевые шпаты: калиевые (ортоклаз и плагиоклаз) –  $\text{K}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2$ , натриевые (альбит) –  $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2$**  и

**кальциевые (анортит) -  $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$** . Удельный вес частицы  $\gamma_s=25,5\div 27,6$  кН/м<sup>3</sup>, твердость – 6 по 10-ти бальной шкале, предел прочности при сжатии 120 – 170 МПа. Стойкость по механическим и химическим выветриваниям незначительна, плавятся они при температуре 1170 – 1550 °С.

**Слюды** относятся к породообразующим минералам:

- представляют собой водные алюмосиликаты сложного состава. Они легко расщепляются на тонкие, гибкие и упругие листики и пластинки. Твердость слюд находится в пределах 2 – 3 по шкале твердости. Они бывают: **калиевые слюды – мусковит**, с удельным весом частицы  $\gamma_s= 26,1\div 31$  кН/м<sup>3</sup>; тугоплавкая, химически стойкая; **железисто – магнезиальная слюда – биотит**, с удельным весом  $28\div 32$  кН/м<sup>3</sup>, легко разрушается, окисляется, гидратирует и образует **вермикулит**, гидрослюда, при прокалывании теряют воду и увеличивается в объеме в 18 – 25 раз.

**Водный алюмосиликат – каолинит -  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$** - продукт выветривания изверженных (магматических) и метаморфических горных пород. Встречается каолинит в виде белых и окрашенных рыхлых землистых и плотных масс; удельный вес частицы каолинита  $\gamma_s = 26$  кН/м<sup>3</sup>, **самый легкий минерал**(по шкале твердости – 1), каолинит является основной частью глин и имеется в составе **слабых горных пород**, которые использовать, как основания подземных сооружений без инженерных мероприятий не рекомендуется.

**Железисто – магнезиальные силикаты** относятся к породообразующим минералам, имеют темную окраску, удельный вес частицы  $\gamma_s= 30\div 36$  кН/м<sup>3</sup>, твердость 5,5÷7,5 по шкале твердости, обладают значительной ударной вязкостью. Эти силикаты широко распространены в виде пироксена, амфиболы и оливни. **Пироксены – глиноземистые – авгиты, амфиболы – роговые обманки** из изверженных пород, **оливни – малостойкие**, под воздействием кислорода и двуокиси углерода и воды они увеличиваются в объеме, переходят в **змеевик** или **серпентин**. В выветренном виде они образуют супесь, суглинки и глины, которые без инженерных мероприятий использовать как основания подземных сооружений нельзя.

**Карбонаты** относятся к породообразующим минералам. В природе встречаются карбонаты в виде: кальцита –  $\text{CaCO}_3$ , или известкового шпата, **доломита –  $\text{MgCO}_3 \cdot \text{CaCO}_3$**  и **магнезита -  $\text{MgCO}_3$** .

**Кальцит** мало растворим в воде (всего 0,03г. в 1 л), но быстро реагирует с кислотами, например, в 10%-ном  $\text{HCl}$  кальцит «вскипает». Имеющееся  $\text{CO}_2$  в воде повышает растворимость кальцита в 100 раз. Твердость кальцита 3, удельный вес частицы  $\gamma_s=27$  кН/м<sup>3</sup>.

**Магнезит –  $\text{MgCO}_3$**  встречается в природе в виде землистых или плотных агрегатов, имеющих скрытокристаллическую структуру. Удельный вес частицы  $\gamma_s=28\div 29$  кН/м<sup>3</sup>, растворимость в воде меньше. Огнеупорность больше 2000°С, температура плавления периклаза 2800 °С.

**Доломит -  $\text{MgCO}_3 \cdot \text{CaCO}_3$** . Физические свойства аналогичны магнезиту. Огнеупорность 1780÷1800 °С.

**Сульфатные породообразующие минералы** встречаются в природе в осадочных горных породах в виде гипса и ангидрита. **Гипс двухводный –  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$**  – легко растворим в воде, растворимость 2,25 г/л. Наибольшая растворимость в воде при температуре 32 - 41°С. Твердость гипса 1,5÷2 по шкале твердости, удельный вес частицы  $\gamma_s=23$  кН/м<sup>3</sup>; **Ангидрит (безводный гипс) -  $\text{CaSO}_4$** . При длительном воздействии воды способен перейти в гипс с незначительным увеличением объема. Твердость 3÷3,5 по шкале твердости, удельный вес частицы  $\gamma_s=28\div 30$  кН/м<sup>3</sup>.

После выветривания все выше перечисленные минералы образуют слабые породы.

К слабым горным породам, как используемые для оснований подземных сооружений, относятся в основном глинистые грунты, такие как супеси, суглинки, мелкодисперсные

глины, пылеватые запесоченные глины с различными включениями, карбонатных, слюдистых и гумусовых отложений. Укрепление этих грунтов как оснований подземных сооружений является весьма сложной проблемой, так как не все вяжущие вещества взаимодействуют с этими грунтами.

Глины состоят из различных окислов, свободной и химически связанной воды, органических примесей и вышеперечисленных выветренных порообразующих минералов, которые, в основном, инертные и не вступают в химические реакции без активации. В перечень окислов, составляющих глины входят: глинозем  $Al_2O_3$ , кремнезем  $SiO_2$ , окись железа  $Fe_2O_3$ , окись кальция  $CaO$ , окись натрия  $Na_2O$ , окись магния  $MgO$ , окись калия  $K_2O$  и др.

Гранулометрический состав глины состоит из различных по крупности частицы: от 0,14 до 0,005 мм – пылевидные фракции и мельче 0,005 мм – глинистые частицы.

Глинистые грунты подразделяются на виды в зависимости от числа пластичности:  $I_p = W_L - W_P$ , где  $W_L$  – влажность на границе текучести, в долях единицы, может быть  $W_L = 0,1 \div 0,45$  и больше;  $W_P$  – влажность на границе раскатывания в долях единицы бывает  $W_P = 0,04 \div 0,265$  и более. При  $0,01 \leq I_p \leq 0,07$  – супесь,  $0,07 \leq I_p \leq 0,17$  – суглинок,  $I_p > 0,17$  – глина. Состояние глинистых грунтов характеризуется показателем консистенции:  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P}$ , где  $W$  – природная влажность, может быть в глинистом грунте  $W = 0 \div 0,45$  доли единицы. При  $W \geq 0,22$  глинистые грунты могут быть в водонасыщенном состоянии, т.е.  $W = W_{sat}$ .

Показатель консистенции глинистых грунтов характеризует состояние грунтов. **Супеси:**  $I_L < 0$  – твердые,  $0 \leq I_L \leq 1,0$  – пластичные,  $I_L \geq 1,0$  – текучие. **Суглинки и глины:**  $I_L < 0$  – твердые,  $0 \leq I_L \leq 0,25$  – полутвердые,  $0,25 \leq I_L \leq 0,5$  – тугопластичные,  $0,50 \leq I_L \leq 0,75$  – мягкопластичные,  $0,75 \leq I_L \leq 1,0$  – текучепластичные;  $I_L > 1,0$  – текучие.

Для оценки возможности использования выветренных слабых горных пород как оснований сооружений испытывали образцы этих грунтов в компрессионном приборе (одометре) и определяли начальный коэффициент пористости:  $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1+W) - 1$ , где  $\gamma_s$  – удельный вес частицы,  $кН/м^3$ ;  $\gamma$  – удельный вес,  $кН/м^3$ ;  $W$  – природная влажность в долях единицы. Вычисляли изменение от давлений по формулам:  $e_{pi} = e_0 - \frac{Y_{pi}}{h_0} (1+e_0)$ , где  $Y_{pi}$  – деформации образца грунта в миллиметрах при нагрузке (давления)  $P_i$ , МПа;  $h_0$  – высота кольца компрессионного прибора ( $h_0 = 20 \div 25$  мм). При испытании принимали  $P_i = 0,05; 0,10; 0,15; 0,20; 0,30; 0,40$  МПа и по этим давлениям вычисляли величины  $e_{pi}$  строили компрессионные кривые. Из компрессионных кривых определяли коэффициент сжимаемости  $m_o = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}$  и относительный коэффициент сжимаемости по формулам  $m_v = \frac{m_o}{1+e_0}$ , МПа<sup>-1</sup>. Затем определяли величины расчетного модуля деформации грунта в компрессионных условиях по формулам  $E_o = \frac{\beta \cdot m_k}{m_v}$ , МПа, где  $\beta$  – коэффициент, учитывающий невозможность бокового расширения грунта в компрессионном приборе, его следует принимать для песков  $\beta = 0,8$ ; для супесей  $\beta = 0,74$ ; для суглинков  $\beta = 0,62$ ; для глин  $\beta = 0,4$ ;  $m_k$  – корректировочный коэффициент для песчаных грунтов  $m_k = 1$ , а для глинистых грунтов можно принимать из табл. 1, в зависимости от  $e_0$ .

Для промежуточных значений  $e_0$  коэффициент  $m_k$  определяется интерполяцией.

Возможности использования слабых горных пород, как основания подземных сооружений можно оценить по величине условного расчетного давления грунта, которое зависит от величины  $e_0$ . Величина  $R_0$  для промежуточных значений  $I_L$  и  $e_0$  определяется интерполяцией, в начале по  $e_0$  для значений  $I_L = 0$  и  $I_L = 1,0$ , а затем по  $I_L$  между полученными значениями  $R_0$  для  $I_L = 0$  и  $I_L = 1,0$ , как показано в таблице 2. Условное расчетное давление для этих грунтов не превышает  $R_0 \leq 0,15$  МПа.

Слабые горные породы, состоящие из различных вышеперечисленных глинистых грунтов, не укрепляются цементными растворами, силикатными и полимерными суспензиями.

Таблица 1

Величина  $m_k$  для глинистых грунтов

Вид грунтов	Значения $m_k$ при коэффициенте пористости $e_0$ , равным						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
супесь	4,0	4,0	3,5	3,0	2,0	-	-
суглинки	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0
глины	-	-	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5

Таблица 2

Условное расчетное давление для глинистых грунтов.

Виды глинистых грунтов	коэффициент пористости $e_0$	$R_0$ , (МПа) при консистенции грунта	
		$I_L=0$	$I_L=1,0$
супеси	0,5	0,3	0,3
	0,7	0,25	0,2
суглинки	0,5	0,3	0,25
	0,7	0,25	0,18
	1,0	0,20	0,10
глины	0,5	0,6	0,4
	0,6	0,5	0,3
	0,8	0,3	0,2
	1,1	0,25	0,1

Рекомендуем найти специфические вяжущие для укрепления этих грунтов и разделить их по следующим группам:

**I-группа:** Супесь и суглинок легкий, бескарбонатный – содержащий значительное количество окислов железа и обменных катионов;  $H^+, Al^{+++}, Fe^{+++}$  число пластичности  $I_p = 0,03 \div 0,12$ , щелочность  $pH < 5$  водной вытяжки, содержание  $CaCO_2 + MgCO_3 < 2\%$ , содержание гумуса меньше 5%, содержащий в составе гидрослюды в большом количестве.

**II-группа:** Суглинок и тяжелая супесь, пылеватые пески, тощая глина – малокарбонатные, ожежененные, гидрослюдистые – имеющие в составе обменные катионы  $H^+, Al^{+++}, Fe^{+++}$  и в малом количестве  $Ca^{++}, Mg^{++}$ , число пластичности  $I_p = 0,12 \div 0,25$ , щелочность  $pH < 6,2$  водной вытяжки, содержание  $CaCO_2 + MgCO_3 < 3\%$ , содержание гумуса  $< 10\%$ , мало гидрослюды в составе.

**III-группа:** Карбонизированная супесь, суглинок и глина с незначительным содержанием окислов железа (менее 2%), в составе не более 20%, каолиновая глина. Состав обменных катионов  $Ca^{++}, Mg^{++}$  и в малом количестве  $H^+, Al^{+++}, Fe^{+++}$ . Число пластичности  $I_p = 0,05 \div 0,25$ , щелочность  $pH < 7,2$ , содержание гумуса 10%, отсутствует гидрослюда или имеется в малом количестве, содержание  $CaCO_3 + MgCO_3 < 4\%$ .

**IV-группа:** Карбонатная супесь, суглинок и глина, глина каолиновая, бентонитовая, монтмориллонитовая. Число пластичности  $I_p = 0,05 \div 0,25$ , щелочность  $pH > 4$ , содержание  $CaCO_3 + MgCO_3 > 4\%$ , содержание гумуса  $> 10\%$ . Состав обменных катионов  $Ca^{++}, Mg^{++}$ . Отсутствуют окиси железа, алюминия и гидрослюды.

Из этих 4-х групп глинистые грунты I-й и II-й группы хорошо взаимодействуют с фосфорсодержащими вяжущими. III-группа малопригодна для укрепления фосфорсодержащими вяжущими, IV – не пригодна для укрепления фосфорсодержащими вяжущими. Способы укрепления этих грунтов фосфорсодержащими вяжущими является специальной проблемой, которую следует изучать более углубленно.

УДК 622.831.3

Солодянкин А.В. д.т.н., проф., Оболонский Р.В., асп., Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепропетровск, Украина

## ОБОСНОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ МЕРОПРИЯТИЙ ПО СНИЖЕНИЮ ВЕЛИЧИНЫ ПУЧЕНИЯ ПОЧВЫ ВЫРАБОТОК НА ШАХТАХ ПАО «ПАВЛОГРАДУГОЛЬ»

### *Введение.*

Угледобывающая промышленность одна из важнейших составляющих топливно-энергетического комплекса Украины, а, следовательно, и всей экономики в целом, которая обеспечивает энергетическую безопасность государства. Дальнейшее экономическое развитие Украины требует увеличения добычи угля, большие запасы которого находятся в сложных горно-геологических условиях и на больших глубинах. В связи с этим актуальной является проблема сохранения устойчивости протяженных выработок, обеспечивающих стабильную отработку угольных запасов.

Анализ имеющихся данных показывает, что расходы на ремонт и поддержание подготовительных выработок на шахтах Украины составляют около 15% суммарных затрат на добычу угля. На данных работах задействовано до 10-15% штата подземных рабочих, кроме того усложняются работы по всей технологической цепи действующего горного предприятия. Более 40% протяженных выработок угольных шахт Украины ремонтируется до сдачи в эксплуатацию, особенно вследствие пучения пород почвы. Это приводит к перерасходу дефицитных крепежных материалов, увеличению трудозатрат на подготовку новых лав и, как следствие, увеличению себестоимости добываемого угля.

Известно, что в 70% случаев потеря устойчивости выработок происходит за счет пучения пород почвы. В большей мере это касается подготовительных выработок.

Существует достаточно большое количество способов борьбы с пучением пород почвы выработок, эффективность и область применения которых ограничивается стадией проведения выработки. Дальнейшее их применение малоэффективно, так как в процессе эксплуатации выработки меняется горнотехническая ситуация, что требует реализации других, адекватных этим условиям мероприятий. В большинстве случаев, в горных выработках проводится подрывка почвы.

Подрывка вспученных пород почвы – весьма трудоемкий и практически немеханизированный вид ремонта подготовительных выработок. 90% всех почвоподдирочных работ ведется как вручную, так и с применением БВР или отбойных молотков с последующей погрузкой породы при производительности труда 1,5-2,0 м<sup>3</sup>/чел-см.

Таким образом, учитывая, что уровень механизации работ по подрывке составляет мизерную величину – 6,3%, а средний объем поддирки в целом по Украине составил до 2500 км в год, становится очевидно, что поиск эффективных способов и средств борьбы с пучением пород почвы является одной из первостепенных задач, стоящих перед угледобывающими предприятиями, и имеет важное народнохозяйственное значение. При этом разработка технологических параметров таких мероприятий неразрывно связана с натурными исследованиями закономерностей этого сложного по своей природе явления.

*Целью статьи* является обоснование эффективности мероприятий по снижению величины пучения пород почвы в протяженных горных выработках в сложных горно-геологических условиях шахт ПАО «Павлоградуголь».

### *Развитие представлений о механизме пучения пород почвы*

Пучение пород – это один из наиболее распространенных видов проявлений горного давления, однако эффект вспучивания пород почвы в подземных выработках является до сих

пор недостаточно изученным, несмотря на значительное количество исследований, выполненных в этой области. В одних случаях одни и те же способы эффективны, а в других – бесполезны.

Над проблемой пучения трудились такие ученые, как Б.И. Бокий, М.М. Протодяконов, Г.Г. Литвинский, Н.М. Покровский, М.И. Евдокимов-Рокотовский, В.И. Белов, П.М. Цимбаревич, Ю.З. Заславский, В.М. Городничев, О. Якоби и др.

В настоящее время существует несколько гипотез, объясняющих причину выдавливания пород в горных выработках (пучения):

- набухание пород под действием влаги;
- увеличение объема пород в зоне неупругих деформаций вследствие их пластического разрыхления;
- выпирание пород под влиянием опорного давления в боках выработки;
- вязкое течение пород в результате неравновесного состояния массива в почве выработки;
- сорбционное набухание пористых газонасыщенных сред;
- потеря упругопластической устойчивости пород в области неупругих деформаций т.д.

В работах А.Н. Шашенко, [1] предложен новый подход к изучению проблемы пучения пород почвы подземных выработок. В его основе лежит гипотеза о потере упругопластической устойчивости породного массива в окрестности одиночной выработки, которая была сформулирована на основе обобщения результатов большого количества лабораторных, натуральных и аналитических исследований. В процессе неупругого расширения пород в замкнутом объеме (рис. 1) с жесткими внешними размерами ( $r = rL$ ) происходит перемещение внутреннего контура ( $r = 1$ ). До тех пор, пока эти перемещения не достигнут некоторой критической величины, внутренний контур сохраняет первоначальную форму. При достижении же критических значений перемещений происходит резкое искажение формы внутренней границы, сопровождающееся уменьшением уровня потенциальной энергии в приконтурной зоне и большими перемещениями на контуре выработки.

Таким образом, вспучивание почвы в условиях больших глубин разработки, приводящих к образованию вокруг выработки ЗНД значительных размеров и большими перемещениями контура, является переходом системы «выработка – породный массив» в новое устойчивое состояние, характеризуемое аномально большими перемещениями в локальной зоне приконтурного массива.

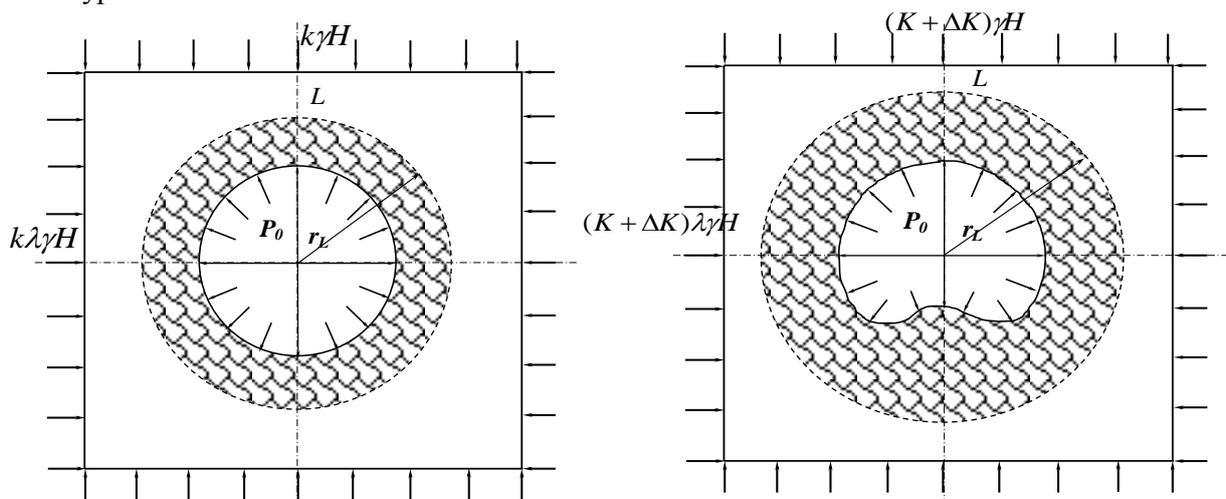


Рисунок 1 – Расчетная схема к решению задачи о потере упругопластического равновесия приконтурного массива:

а – исходное состояние системы ( $rL < r_L^*$ ); б – возмущенное состояние ( $rL \geq r_L^*$ )

*Меры борьбы с пучением пород почвы в выработках*

И.Л. Черняк считает [2], что меры борьбы с проявлениями пучения можно подразделить на две группы.



Рисунок 2 – Меры борьбы с проявлениями пучения

Многие исследователи, исходя из того, что величина и интенсивность пучения зависят от напряженного состояния и прочностных свойств пучащих пород, подразделяют меры борьбы с пучением на следующие группы:

**I группа.** Меры, связанные с ослаблением напряженного состояния пород, окружающих выработку, и уменьшением давления их на крепь (расположение выработок за пределами пучащих пород; выбор конструкции, прочных размеров и величины податливости крепи; устранение возможности отрицательного влияния соседних выработок).

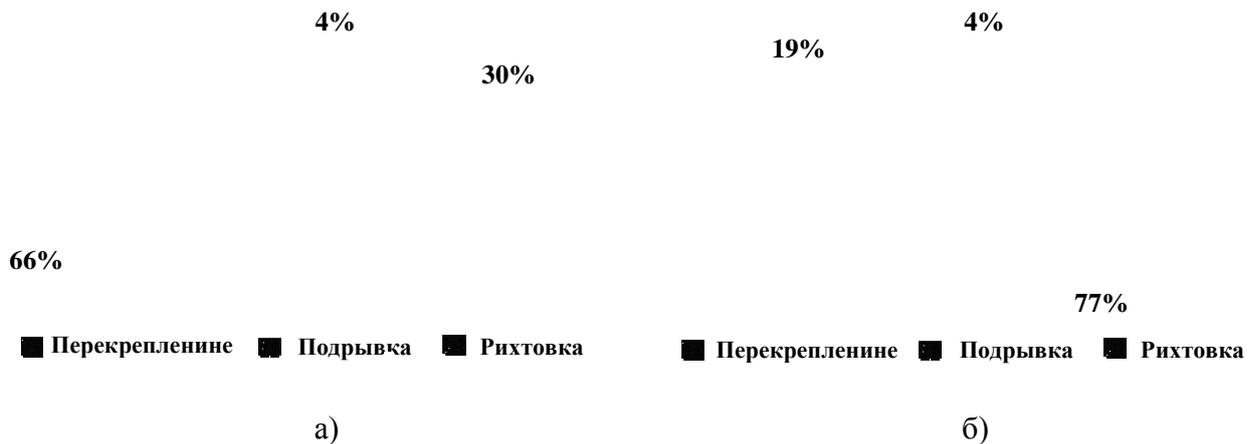
**II группа.** Меры, позволяющие сохранить естественную прочность пород, окружающих выработку (осушение шахтных полей; организация на шахтах надежной системы водоотлива и правильная его эксплуатация; осушение выработок, устройство дренажных канав; изоляция боковых пород от влияния шахтных вод и влаги воздуха путем устройства сплошной влагонепроницаемой крепи, торкретирования поверхности выработок, применения песчаной засыпки, опрыскивания или смазки поверхностей пород химическими растворами).

**III группа.** Меры, связанные с повышением прочности пород, окружающих выработку (крепление почвы горных выработок штангами; борьба с пучением взрывным способом; электрический способ; химические и электрохимические способы закрепления глин).

Анализ опыта применения различных способов борьбы с пучением показал, что наиболее эффективными являются те, которые направлены на поддержание всего деформированного массива в окрестностях выработки, в отличие от тех мер, которые направлены только на локальное противодействие пучению, устранение его последствий.

*Шахтные исследования состояния выработок ПАО «Павлоградуголь»*

Комплексные исследования, выполненные на шахтах ПАО «Павлоградуголь» показывают, что основной объем работ, направленных на ремонт выработок направлен на борьбу с негативными последствиями именно пучения. Так 66 % объема ремонтных работ во всех выработках затрачивается на рихтовку путей, чье смещение произошло вследствие вспучивания пород почвы (рис. 3а); в участковых выработках подрывка занимает до 77 % от общего объема работ (рис. 3б).



*Рисунок 3 – Фактические объемы ремонтных работ:  
а – всех выработок, б - участковых выработок*

Для обоснования мероприятий снижающих величину пучения в протяженных выработках на шахте им. Героев космоса ПАО «ДТЭК Павлоградуголь» был проведен эксперимент, целью которого являлась оценка влияния комбинированных крепей и дополнительных мероприятий на развитие деформационных процессов, происходящих в окружаемом выработку нарушенном массиве.

В качестве объекта исследований принят 1052 сборный штрек 1052 лавы пласта С10в, гор. 370 м.

Основная идея в том, чтобы рассматривать пучение почвы не как отдельно взятый процесс, а как часть сложного процесса поддержания устойчивости деформированных пород вокруг выработки, образовавшихся в результате нарушения их естественного состояния равновесия выемкой пород.

На протяжении экспериментальной выработки определен участок, где были установлены три вида крепи:

1. типовая арочная крепь из СВП 22;
2. крепь из СВП 27 с дополнительной расклинкой рам деревом в нескольких точках по сводчатой части;
3. крепь из СВП 27 с установкой дополнительной анкерной крепи (9+2 анкера).

Измерение на рассматриваемых участках выработки проводилось на замерных станциях, оборудованных контурными и глубинными реперами, а также по засечкам на профиле металлической крепи.

На рассматриваемых экспериментальных участках отмечено характерное пучение пород почвы по правой стороне выработки.

Измерения проводились с ПК 64. За период с 30.11.2011 по 15.02.2012 г. было выполнено 8 серий замеров.

На основании полученных данных был построен график изменения высоты выработки на протяжении определенного времени на пикетах №69, 72, 75, 81 (участок с типовой

арочной крепью), в которых прослеживается четкая зависимость (рис. 5), обусловленная развитием деформационного процесса в приконтурном массиве.

Данных для участка с экспериментальной крепью еще не достаточно для получения полной картины, но визуально заметно уменьшение деформаций и улучшения состояния крепи.

Вывод.

Результаты натуральных исследований геомеханических процессов вокруг выработки, закрепленной комбинированными системами крепи, показали эффективность мероприятий направленных на снижение деформационных процессов в окрестностях выработки и проводимых сразу после установки крепи.

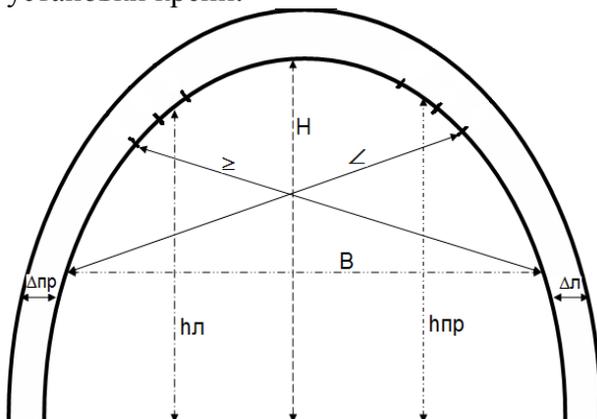


Рисунок 4 – Схема проведения измерений деформации рамы крепи

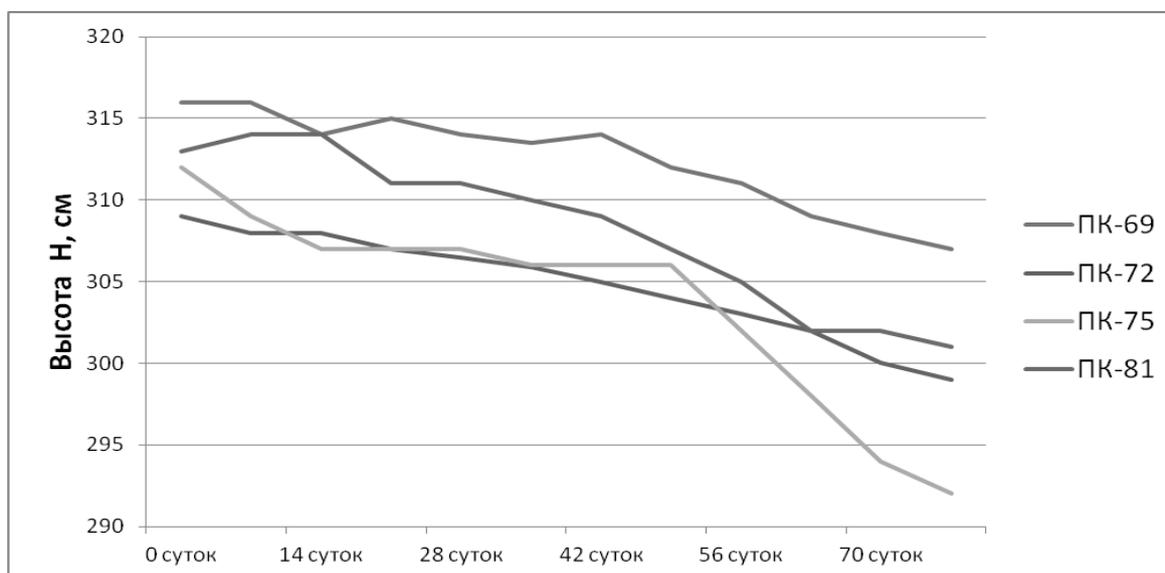


Рисунок 5 – Изменение высоты выработки в результате развития деформационного процесса в окружающем массиве

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Шашенко А.Н. Устойчивость подземных выработок в неоднородном породном массиве. Дисс. докт. техн. наук 05.15.04. – Днепропетровск, 1988. – 507 с.
2. Черняк И.Л. Предотвращение пучения почвы горных выработок. М. Недра, 1978. – 237 с.

УДК 622.831.3

Гапеев С.Н., к.т.н., доц., Горлова К.А., студ. гр. ГБм-07-1, Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина

## АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ АВТОДОРОЖНОГО ТУННЕЛЯ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ SOFISTIK

В настоящее время крупные города Украины проходят новый этап развития транспортной системы. Интенсивный рост урбанизации, жилищно-коммунального строительства, а также увеличение количества автомобилей на дорогах Украины обуславливают необходимость быстрого развития дорожно-транспортной инфраструктуры, возведение новых транспортных сооружений, в том числе и автотранспортных туннелей. Так как строительство часто ведется в условиях плотного взаимодействия с грунтами, а так же влияния уже существующих зданий и сооружений, строительство туннеля представляет собой сложную инженерную задачу, которая требует детального исследования всех влияющих факторов. Применение мощных программных комплексов (ПК) для анализа НДС в туннелестроении - залог успешного решения таких задач. Одной из таких программ является ПК Sofistik (<http://www.sofistik.com/>), который успешно применяется в развитых европейских странах, и в Германии в частности.

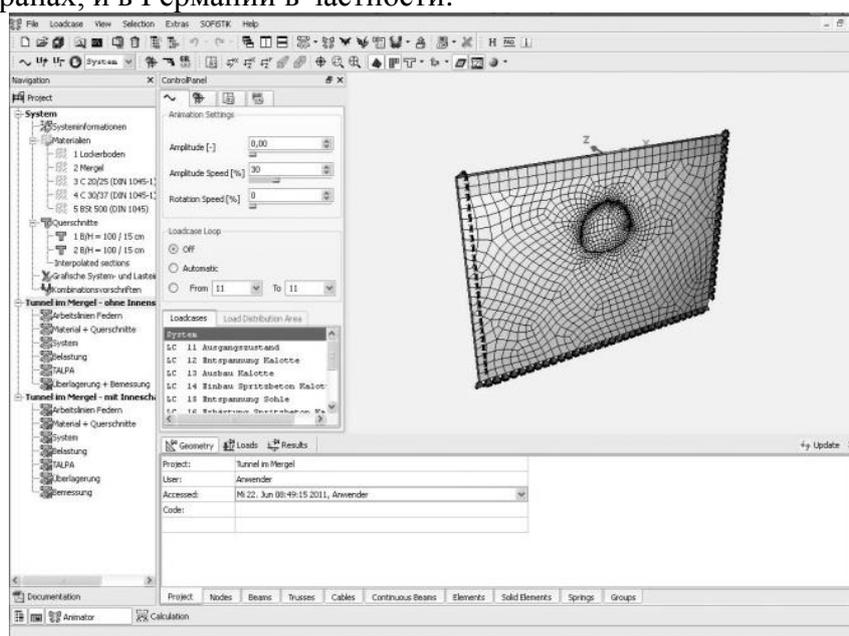


Рисунок 1 – Схема туннеля в ПК Sofistik

ПК Sofistik – интегрированный программный комплекс конечно-элементного анализа строительных конструкций, зданий, мостов, туннелей и решения геотехнических задач. Препроцессор программы позволяет пользователю ввод исходных данных в комплексе SofistikStructuralDesktop (SSD) (рис. 1), а также в редакторе SofistikTEDDY.

SSD предоставляет пользователям удобный способ работы, предлагая различные процедуры или определенные задачи из библиотеки в одном диалоговом окне. Ввод графических данных возможен путем моделирования специальными препроцессорами SOFiPLUS и WinTUBE в среде AutoCAD, который используется как мощный инструмент для задания системы, нагрузки и генерации сетки конечных элементов, так же и для управления стадиями проектирования, чтения моделей конструкций из AutoCAD и AutodeskRevitStructure или через табличный редактор.

Процессоры программы позволяют сформировать 2D и 3D модели, произвести нелинейный анализ, комбинирование элементов (стержень, плита, объемные элементы и др.), а также выполнить динамический анализ и анализ инфильтрации (SofistikHYDRA). Анализ конструкции на каждой стадии возведения возможен в приложении SofistikTALPA. Постпроцессоры программы выполняют проектирование армирования железобетонных оболочек и балок, автоматическую суперпозицию результатов и графический и численный вывод результатов с помощью SofistikWinGraf и SofistikURSULA.

Важной особенностью этого комплекса является возможность рассчитывать совместные пространственные системы «сооружение-основание», в том числе, с физически нелинейными свойствами, и включает в себя модули для решения статических, динамических, фильтрационных и теплофизических задач. В комплексе SOFiSTiK есть инструменты, позволяющие удобно моделировать процесс последовательного возведения сооружений, что удобно при проектировании туннелей, так как появляется возможность проанализировать НДС и влияние работ по возведению обделки туннеля на каждом этапе строительства.

Принцип работы в программном комплексе Sofistik рассмотрим на примере анализа НДС автодорожного туннеля, геометрические параметры которого изображены на рис. 2.

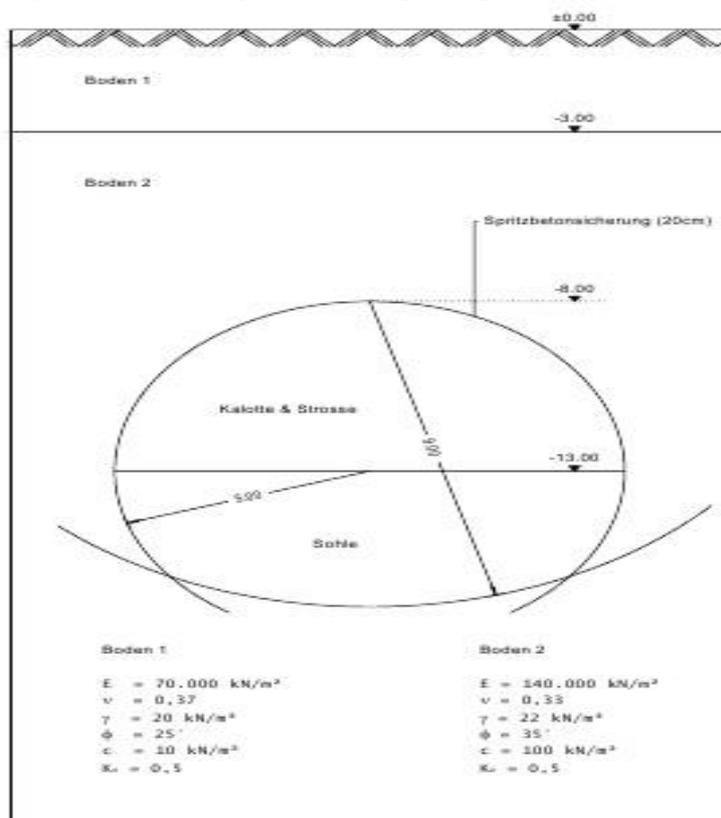


Рисунок 2 – Геометрия туннеля

Расчетная схема нагружена вертикальной распределенной нагрузкой 10 кН, приложенной сверху, а по остальным граням схема жестко закреплена по всем направлениям.

Рассматриваются следующие стадии строительства туннеля: 1) разработка кровельной части туннеля; 2) возведение обделки в разработанной части; 3) разработка оставшейся части туннеля; 4) возведение обделки по всему периметру туннеля. Ввод данных произведен в приложении TEDDY, на языке программы CADINP. Корректирование свойств материала и формы поперечного сечения можно также произвести в SSD.

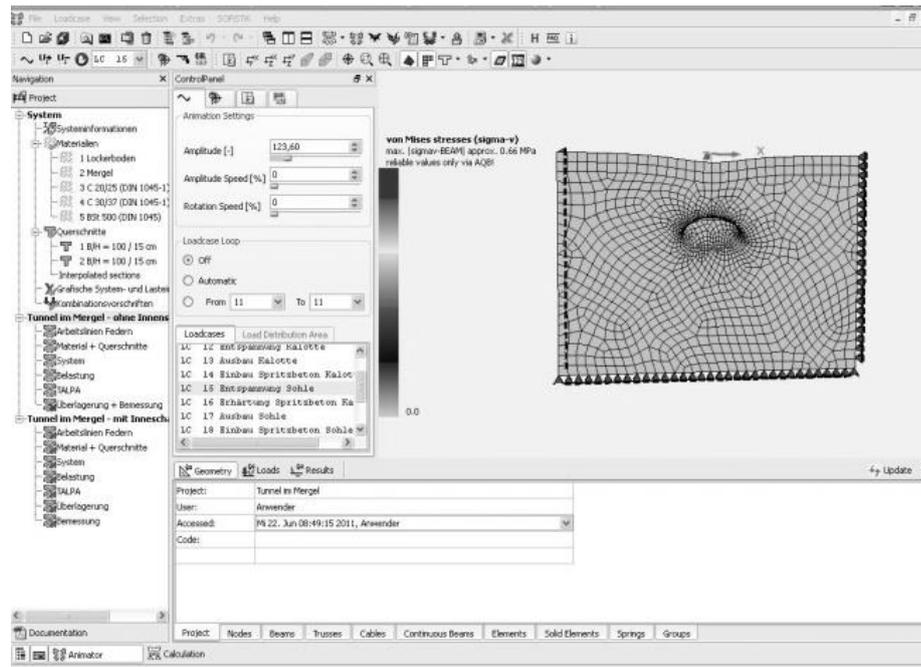


Рисунок 3 – Первая стадия строительства

На рис 3. Изображены напряжения на контуре туннеля на первой стадии его строительства – разработке кровельной части туннеля.

Как видно из рисунка, на контур туннеля действует нагрузка, равная 0.66 МПа, которая оказывает значительное влияние на устойчивость выработанного пространства. При возведении торкрет-бетонной обделки напряжение на контуре туннеля уменьшается почти вдвое (рис. 4) и составляет 0,39 МПа. Это говорит о положительном влиянии конструкций крепления. Такой анализ позволяет уже на начальных стадиях строительства подобрать правильный вид крепления, выбрать технологию и проанализировать устойчивость конструкции.

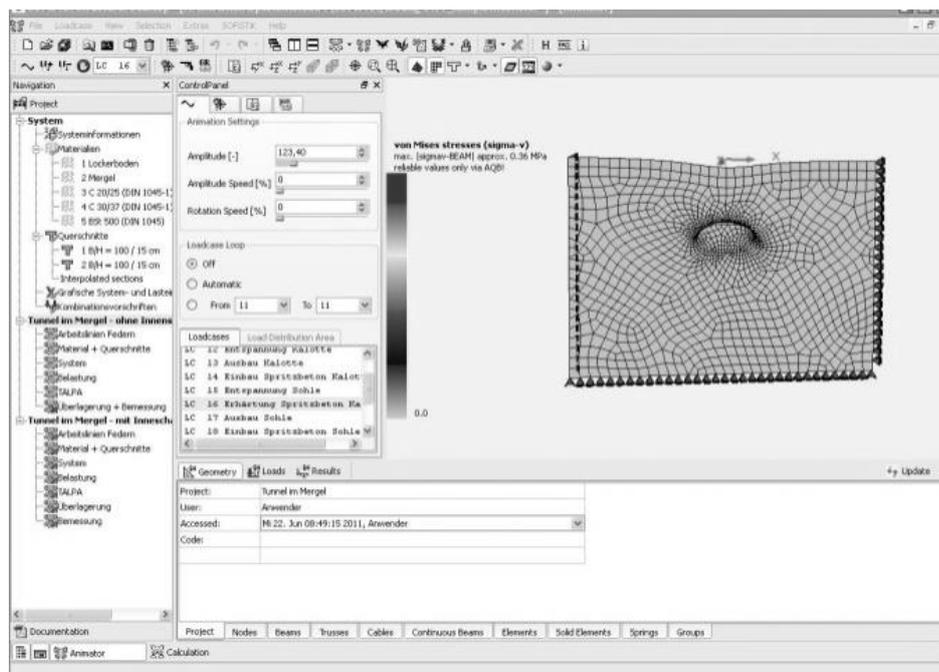


Рисунок 4 – Вторая стадия строительства

На последующих этапах строительства нагрузка на контур туннеля возрастает, и соответственно, требуется детальный анализ его устойчивости с обделкой и без нее. На рис. 5 изображена нагрузка на контур туннеля после полной его разработки.

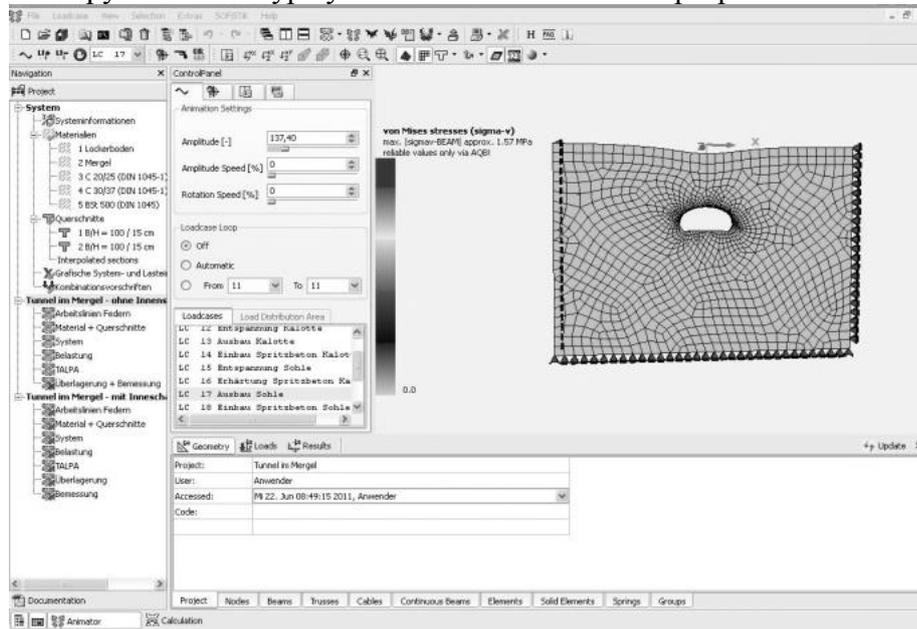


Рисунок 5 – Третья стадия строительства

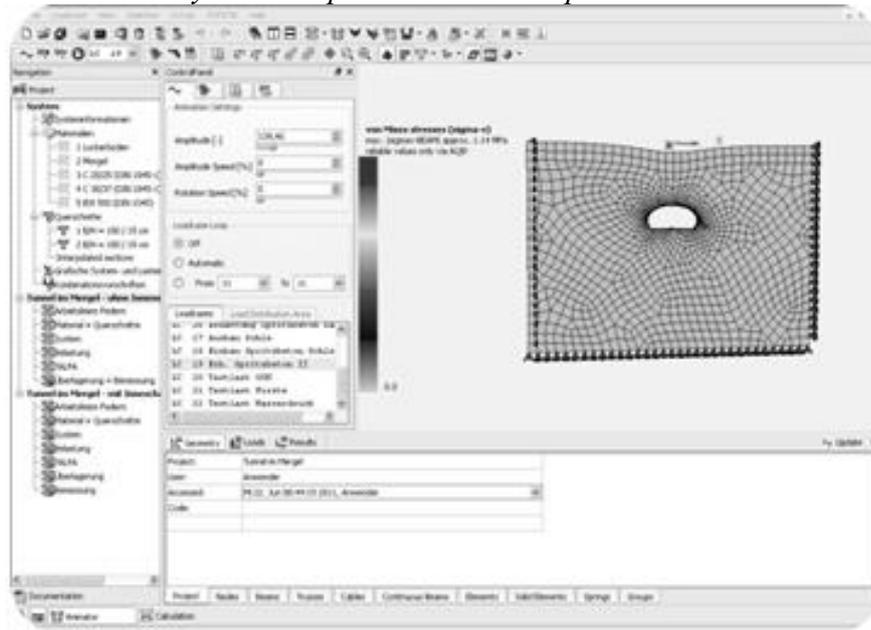


Рисунок 6 – Возведение обделки туннеля

На рис. 6 изображена картина распределения напряжения на контуре туннеля после возведения его торкрет-бетонной обделки (после набора обделкой полной прочности).

При работе с одним из приложений ПК Sofistik, а именно TEDDY - каждая стадия анализа вводится отдельно, с вводом процентного соотношения влияния нагрузки. Таким образом, - на любом этапе исследования можно редактировать или изменять параметры ввода данных, а также прогнозировать более точную картину ведения работ.

После проведения анализа нагрузки на туннель на каждой стадии строительства, был проведен анализ всей конструкции, анализ влияния нагрузки на обделку туннеля и влияние грунтовых вод на сооружение (рис. 7, 8 и 9).

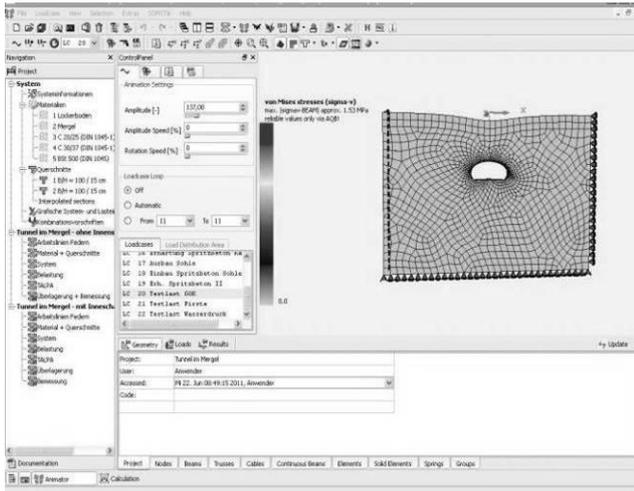


Рисунок 7 – Итоговый анализ конструкции

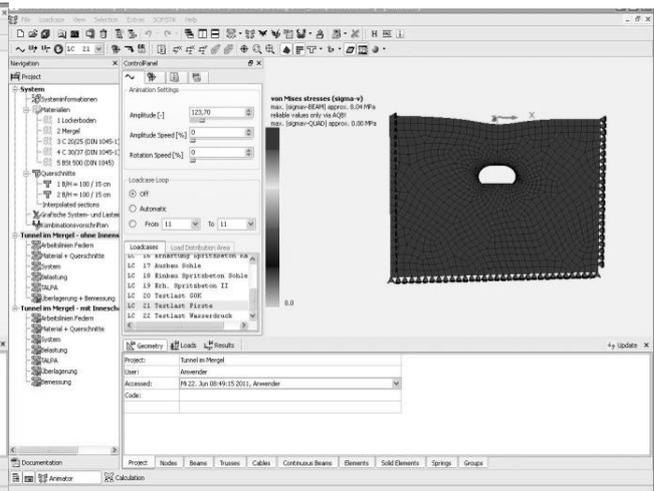


Рисунок 8 – Нагрузка на обделку туннеля

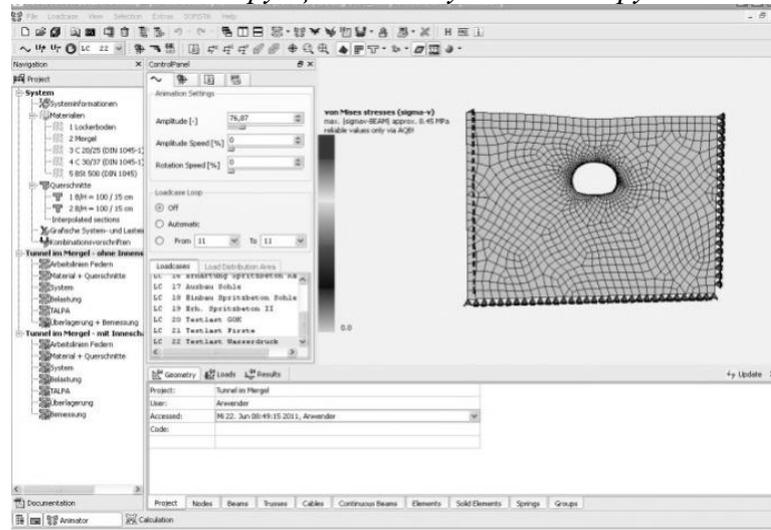


Рисунок 9 – Влияние грунтовых вод

После проведения всех необходимых расчетов в ПК Sofistik можно сформировать полный результативный отчет исследования, сгруппировать итоговые графики и схемы, а также численные результаты нагрузок, перемещений и деформаций, полученных в приложении URSULA. Все отчеты формируются в документе формата PDFи содержат полную информацию о рассчитываемой конструкции, материалах и приложенных внешних нагрузках.

Анализ НДС рассмотренного туннеля показывает, что значительное влияние на его устойчивость оказывают не только внешние нагрузки, но и грунтовые воды, уровень которых гораздо ниже места проведения туннеля. Это говорит о необходимости проведения дополнительных гидроизоляционных работ.

Таким образом, ПК Sofistik действительно является мощным аппаратом для решения сложных инженерных задач. Такие приложения Sofistik как WinTUBE, TEDDY, HYDRAи другие, помогают детально задать исходные данные для расчета, учесть физически нелинейные свойства материалов. Также программа Sofistik имеет большую базу данных, моделей материалов и грунтов, помимо того есть возможность задавать свои модели материалов.

ПК Sofistik имеет все возможности, которые необходимы инженеру для выполнения расчета и анализа строительных конструкций, что позволяет выполнять эти расчеты с достаточной точностью, быстро и качественно.

УДК 624.459.5

Минеев С.П., проф., Горбунов Н.А, Карпенко А.В. студ. гр. БДб-09-2, Кравцова Е.А. студ. гр. БДб-10-2, , Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина

## ИССЛЕДОВАНИЯ ВНЕДРЕНИЯ СВАЙНОГО ЭЛЕМЕНТА В ОБРАЗЕЦ ПРИ ВИБРОСТАТИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

Сваедавливающие машины применяются при устройстве свайных фундаментов гражданских и промышленных зданий, защитных стен свайного или шпунтового типа. Экологическая безопасность, бесшумность, компактность и быстродействие, а также безопасность для соседних зданий и конструкций, делают эффективным применение сваедавливающих машин в условиях плотной застройки города. Наиболее эффективной областью применения данной технологии и оборудования является погружение железобетонных свай или шпунта вблизи или внутри существующих зданий и сооружений.

В работе была изучена возможность повышения эффективности вдавливания сваи за счет дополнительного вибрационного воздействия на нее. Для решения поставленной задачи был разработан специальный стенд, схема которого представлена на рис. 1.

Главным элементом стенда является вибровозбудитель с регулируемой частотой вращения и системой сменных дебалансов для изменения амплитуды воздействия на массив. В процессе эксперимента вдавливаемая свая моделировалась металлическим штырем, внедряемым в массив. Вибровозбудитель и внедряемый штырь помещен в специальном модуле, свободно перемещающемся в вертикальной плоскости с помощью специальных подшипников.

Глубина внедрения штыря в образец в экспериментах была принята 10 см. Штырь внедрялся в образец, изготовленный из глинопористой мелочи разной влажности и уплотнения. Образец изготавливался по специальной методике с замораживанием. Различные прочностные параметры исследуемого образца моделировались изменением влажности, уплотнения материала и температуры замораживания.

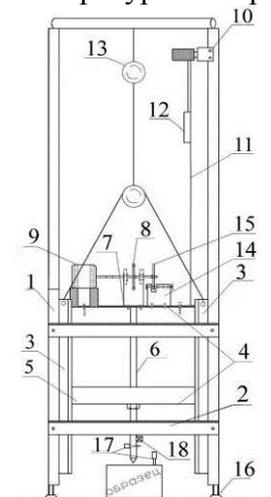


Рисунок 1 – Экспериментальный стенд для исследования внедрения свайного элемента в образец:

1, 2 корпус, направляющие, 4 – вибромодуль, 5 – нагружающий отсек, 6 – штырь, 7 – крепежный элемент, 8- дебаланс, 9 – электродвигатель, 10 – датчик перемещения модуля, 11 – трос, 12 – противовес, 13 – полиспасть, 14, 15 – индикатор определения скорости вращения дебаланса, 16 – регулирующие шпильки, 17- датчик параметров вибрации, 18- датчик температуры

Влажность образца перед его замораживанием принималась 10%, 12,5%. Внедрение штыря в образец осуществляли в статическом режиме и с наложением вибрации с различными параметрами.

В ходе эксперимента, при погружении штыря в образец фиксировалось его перемещение и регистрировалось время за которое штырь погружался до определенной глубины. На основании полученных данных построены зависимости между временем прохождения и перемещением штыря в образце. Начальная точка отчета перемещения - начало погружения штыря в породный образец.

Измерение волновых процессов, происходящих в образце при погружении штыря в образец производилось с помощью датчиков вибрации с помощью акселерометра DeltaTron, используемого в комплекте с виброшумометра «Brüel & Kjær» типу 2250.

Осредненные результаты экспериментов, полученные при проведении стендового эксперимента, приведены на графиках (рис. 2, 3).

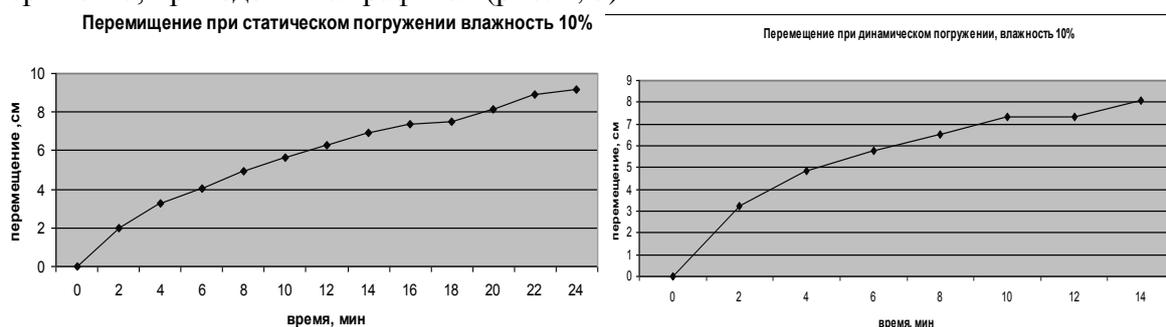


Рисунок 2 – Внедрение штыря в образец при статическом и вибростатическом нагружении при влажности 10%

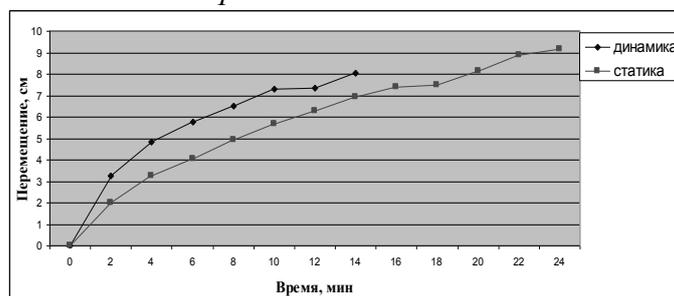


Рисунок 3 – Внедрение в исследуемый образец штыря при статическом и вибростатическом нагружении

Из полученных данных, приведенных на графике видно, что при внедрении шпунта под действием статического и вибрационного воздействия скорость внедрения шпунта в испытываемый образец различна. При внедрении шпунта с использованием вибрации скорость увеличивается до 20-30% относительно внедрения его только при статическом нагружении, что может существенно повысить производительность использования оборудования при строительстве.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Савинов О.А, Лускин А.Я. Вибрационный метод погружения свай и его применение в строительстве. Л.: Госстройиздат, 1960.
2. Вибрация в технике: Справочник./ Ред. Совет: В.Н. Челомей .- М.: Машиностроение, Том 4., 1981.
3. Минеев С.П., Сахненко А.Л., Обухов С. А. Вибрационное и волновое рыхление агрегированной сыпучей массы. – Днепропетровск: Днепро, 2005.

УДК 625.42:622.83

*Солодянкин А.В., д.т.н., проф., Выгодин М.А., к.т.н., доц., Нестеров К.А. асп., каф. СГМ, Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепропетровск, Украина*

## **ПЕРСПЕКТИВА РАЗВИТИЯ ДНЕПРОПЕТРОВСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА, СЛОЖНОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ**

Днепропетровск – город, который является одним из важнейших деловых и промышленных центров Украины с населением более 1 млн. человек. Тенденция развития города влечет за собой дальнейшее увеличение численности населения, а вместе с тем загруженности транспортных потоков, поскольку большинство дорог и улиц города не справляются с этим. Людям, проживающим в отдалённых районах, чтобы добраться в центр города, необходимо ежедневно тратить огромное количество времени, не говоря о том, какой опасности, они подвергаются, перемещаясь по городским дорогам в загруженном общественном транспорте.

Одним из наиболее эффективных решений этой проблемы является метрополитен. Метрополитен это рельсовый вид городского транспорта, трассы которого проложены отдельно от улиц и, как правило, под землей [1]. Движение поездов в метро регулярное, согласно расписанию. Отличается высокой эксплуатационной скоростью (до 45 км/ч) и провозной способностью (до 60.000 пасс./час).

Метрополитен обладает большим количеством преимуществ по сравнению с другими видами общественного транспорта. Он независим от автомобильных пробок, в отличие от трамвая, троллейбуса и автобуса. Большая провозная способность, комфортные условия поездки в зимнее время и высокая безопасность для пассажиров. Метрополитен экологически чистый вид транспорта, который не нарушает архитектурной целостности города и имеет высокое стратегическое значение, как объекта гражданской обороны.

В Национальном горном университете в рамках комплексного дипломного проекта технико-экономического обоснования развития Днепропетровского метрополитена студентами специальности «Шахтное и подземное строительство» была разработана схема новых линий (рис. 1), с учетом стратегии развития города, применяемых конструктивных вариантов перегонных тоннелей и станций метрополитена [2].

Схема линий и станций метрополитена объединяется с уже существующей и строящейся линиями. На сегодняшний день в городе существует шесть станций метрополитена, которые входят в первую очередь первого пускового комплекса – станции Коммунаровская, проспект Свободы, Заводская, Металлургов, Метростроителей и Вокзальная. Эту очередь планируется продолжать до станции Парус, так как этот район города густонаселен и существующий общественный транспорт не справляется с потоком пассажиров. Вторая очередь первого пускового комплекса, находящаяся в стадии строительства, включает линии метрополитена и станции: «Театральная», «Центральная», «Музейная». Линия будет продлена до ж/м Победа-6 и включит станции «Люцманская», «Дом природы», «Площадь Победы», «Проспект Героев» и «Победа-6».

Таким проведением линии первого пускового комплекса охватываются наиболее проблемные транспортные участки нашего города: железнодорожный вокзал, весь проспект К. Маркса, набережная и весь жилой массив Победа.

Первая очередь второго пускового комплекса будет, сооружаться от станции «Центральная» до станции «Подгороднее». Так будут соединены левый и правый берега города Днепропетровска. Данная линия метро актуальна тем, что позволяет разгрузить напряжение по грузо- и транспортным потокам, особенно в часы пик, точки пересечения пр. Воронцова и пр. имени газеты Правды, ул. Калиновой и пр. имени газеты Правды и снизит нагрузку на Центральный мост.

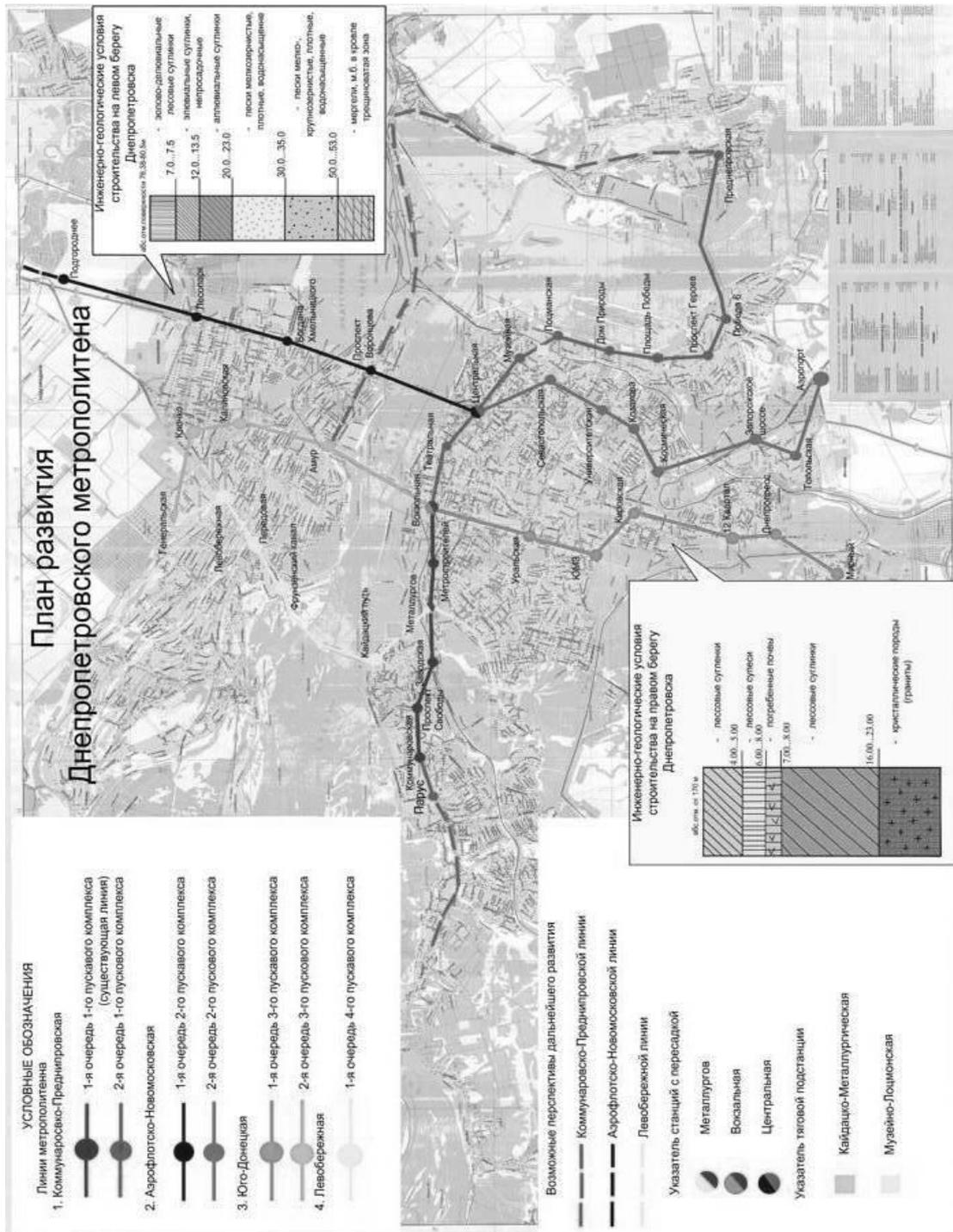


Рисунок 1 – План развития Днепропетровского метрополитена

Вторая очередь второго пускового комплекса будет сооружаться от станции «Центральная» до станции «Аэропорт». Эта линия захватывает один из основных проспектов города, проспект Гагарина, а также Запорожское шоссе и жилые массивы Тополь 1, 2, 3. С помощью второго пускового комплекса люди уверенно, с меньшим риском могут передвигаться без пересадок почти по всему городу.

Первая очередь третьего пускового комплекса будет, сооружаться от станции «Вокзальная» до станции микрорайон «Мирный». Таким образом, эта ветвь помогает частично разгрузить поток пассажиров в районе ул. Краснопольской и ул. героев Сталинграда.

Вторая очередь третьего пускового комплекса будет, так же как и вторая очередь второго пускового комплекса соединять правый и левый берег.

Начало ее от станции «Вокзальная» до станции «Левобережная». Проходит она так же через загруженную поверхностным транспортом улицу Калиновую и не менее, заселенный массив Клочко.

И первая очередь четвертого пускового комплекса будет, сооружаться от существующей станции «Металлургов» до станции «Левобережная». Эта линия будет проводиться открытым способом, и таким образом делать кольцо в районе ТРК Караван (ж/м Левобережный-3)

В результате, проект развития Днепропетровского метрополитена включает: четыре пусковых комплекса и сорок станций метро, шесть из которых уже существуют. Первая ветвь будет иметь название Коммунарско-Приднепровская, вторая Аэрофлотско-Новомосковская, третья Левобережная и четвертая Юго-Донецкая.

Следуя плану развития, следующий этап это вторая очередь первого пускового комплекса. Она будет проходить вдоль набережной Победы. В этой части города предполагается строительство станций и перегонных тоннелей неглубокого заложения, сооружаемых открытым способом.

Открытый способ работ, при котором вскрывается поверхность земли, применяется при мелком заложении линий метрополитенов (рис. 2). Глубина от поверхности земли до основания тоннеля составляет 10-12 м. Открытый способ значительно облегчает условия строительства, так как полностью исключает специфические трудности подземных работ. Тоннели сооружаются общестроительными методами с применением высокопроизводительных машин и крупноразмерных конструкций при неограниченном фронте работ (рис. 2, 3). Особенно ощутимы эти достоинства при строительстве станций, камер съездов и других сооружений больших пролетов. По сравнению с закрытыми способами работ темпы строительства значительно выше, а стоимость возведения тоннельных конструкций ниже.

Строительство в районе ж/м Победа будет осложнено наличием слабых неустойчивых пород, высоким уровнем грунтовых вод, оползнеопасными участками.

Такое строительство требует выполнение комплекса научно-исследовательских работ, включая проведение детальных инженерно-геологических исследований участка строительства, геомеханическое обоснование способов обеспечения устойчивости массива и прилегающих участков с применением численного моделирования, разработки эффективных технологических решений и рекомендаций для выполнения строительных работ.

Для обеспечения безопасности строительства необходимы такие виды работ как: искусственное водопонижение за счет открытого водоотлива, дренажа (отвода грунтовых вод). В слабых водонасыщенных грунтах с низким коэффициентом фильтрации, когда водопонижение сильно затруднено, возможно использование искусственного замораживания грунтов. Укрепления слабых грунтов и оползнеопасных участков возможно с применением таких технологий как «стена в грунте» (рис. 4), грунтовые анкера, с различными модификациями, шпунтовые ограждения.

Для каждого конкретного случая строительства, возможно применение расчетных или экспериментальных задач выбора способа обеспечения устойчивости и определения его рациональных параметров. Аналитические способы достаточно сложны и рассматриваются при решении задач с ограниченным количеством влияющих факторов. Экспериментальные методы решения – трудоемки и не дают точного определения для выбора технологии строительства.

Достаточно точное решение подобных задач можно получить, если расчетная схема и метод решения позволяет учесть комплекс влияющих факторов. Широкие возможности дают численные методы решения – метод конечных элементов (МКЭ), метод граничных элементов (МГЭ) и другие. В настоящее время имеется ряд программных комплексов,

реализующих МКЭ для решения различных задач горной и строительной механики: «Ли́ра», «Phase 2», «Solid Works», «Ansis» и др. Полученные с помощью этих программ результаты имеют достаточную точность и позволяют принимать обоснованные решения при выборе технологии строительства.

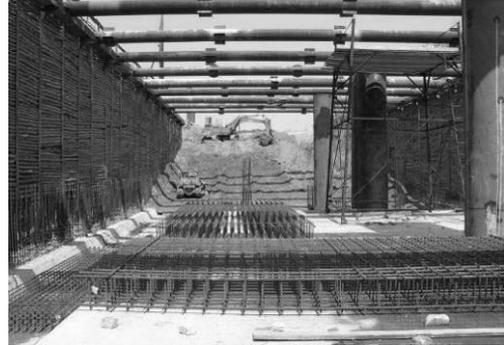


Рисунок 2 – Строительство перегонных тоннелей открытым способом в Харькове

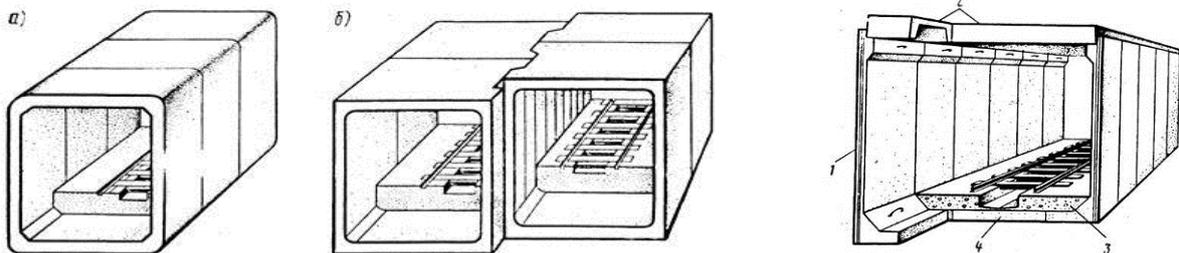


Рисунок 3 – Обделка перегонных тоннелей открытого способа работ из цельных секций: а) для однопутного тоннеля; б) для двухпутного; в) обделка перегонных тоннелей открытого способа работ из сборного ж/б: 1 – стеновой блок; 2 – блок перекрытия; 3 – бетонное основание; 4 – лотковый блок

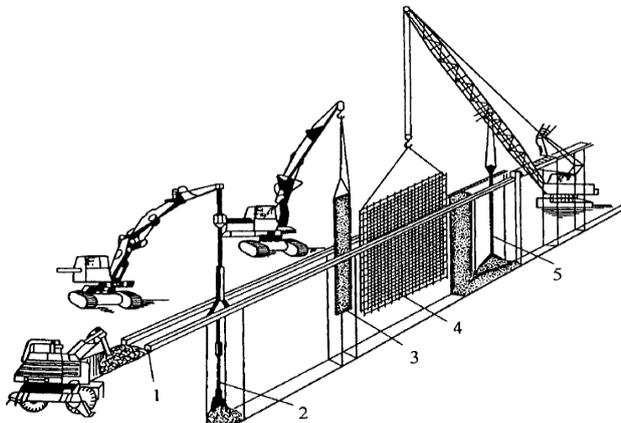


Рисунок 4 – Технология строительства методом «стена в грунте»

Применение этих программных комплексов, использование традиционных и новых технологий строительства, а также оптимизация параметров строительства позволит выдать обоснованные рекомендации для успешного и эффективного строительства второй очереди первого пускового комплекса Днепровского метрополитена.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тоннели и метрополитены: Учебник для вузов. Под ред. В.Г. Храпова. – М.: Транспорт, - 1989. – 383 с.

Технико-экономическое обоснование развития Днепровского метрополитена: Комплексный дипломный проект, Днепровск, ГВУЗ «НГУ», 2011. – 120 с.

УДК 622.81.004.68

Хворост В.В., асс., Криворожский национальный университет, Кривой Рог, Украина

## АМПЛИТУДНО-ЧАСТОТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ НА ПОВЕРХНОСТИ ШАХТ В УСЛОВИЯХ ПЕРЕХОДА НА ОБЛЕГЧЕННЫЕ ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ.

Выполнен анализ работы конструкций пролетных строений на поверхности горнодобывающих предприятий Кривбасса при условии перехода на облегченные ограждающие конструкции

**Проблема и ее связь с практическими задачами.** По результатам экспертной оценки технического состояния пролетных строений в комплексе зданий и сооружений шахт на действующих горнодобывающих предприятиях, 50 % галерей, которые прослужили 40 и более лет, требуют выполнения ремонтно-восстановительных работ, а около 30% - дорогостоящей замены.

На приведенной гистограмме (рис. 1) представлен анализ обследования технического состояния 123 пролетных строений на горнодобывающих предприятиях Криворожского бассейна.

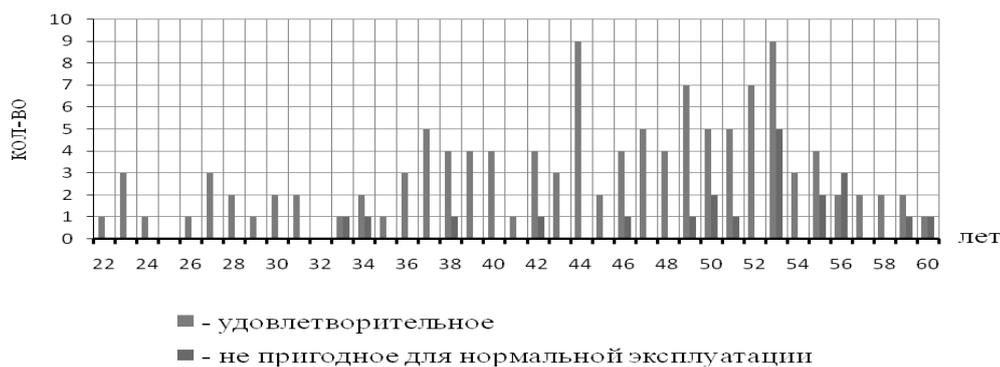


Рисунок 1 – Техническое состояние пролетных строений

Из анализа приведенной гистограммы следует сделать следующие выводы. Большинство пролетных строений, эксплуатируемых на горнодобывающих предприятиях, имеют срок службы от 35 до 55 лет. Различный срок службы пролетных строений, эксплуатируемых на предприятиях отрасли, обусловлен существенным отличием условий эксплуатации. Она зависит от агрессивности шахтной среды и многих других факторов. Пролетные строения, прослужившие указанный срок, имеют значимые дефекты и нарушения, требуют ремонта или полной замены.

**Постановка задачи.** При работе конвейера пролетные строения галереи испытывают динамические воздействия вследствие перемещения подвижных частей оборудования. Движение ветвей ленты и груза, а также вращение роликов вызывают колебания пролетного строения в вертикальной плоскости.

Среднее значение частоты динамического возмущения от конвейера  $\omega$ , рад/с, определяется по формуле:

$$\omega = \frac{2v}{d_p}, \quad (1)$$

где  $v$  – скорость движения ленты, м/с;  $d_p$  – диаметр роликов.

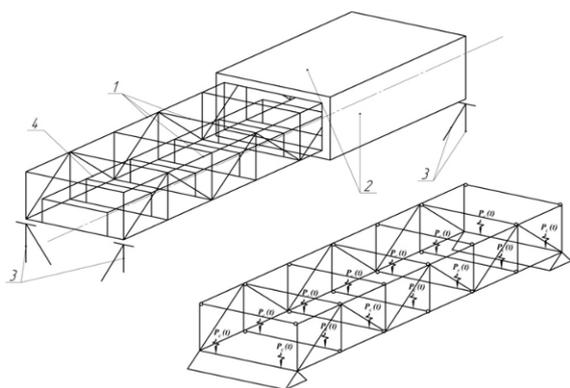


Рисунок 2 – Схема приведения пролетного строения галереи к расчетной модели  
 а – пространственная схема конструкций; б – динамически эквивалентная расчетная модель-схема; 1, 2 – несущие и ограждающие конструкции пролетного строения; 3 – опоры пролетного строения; 4 – станина (рама) конвейера

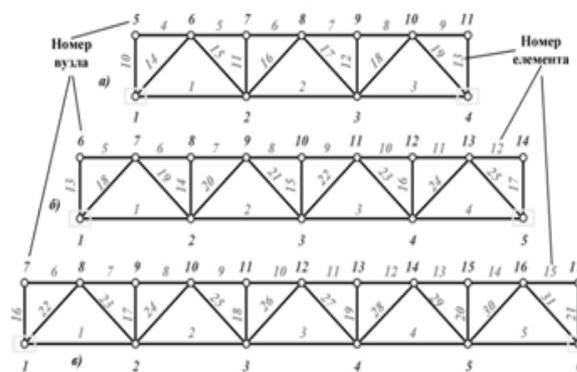


Рисунок 3 – Расчетные схемы ферм пролетных строений транспортных галерей

Динамическая нагрузка увеличивает суммарную статическую нагрузку на пролетное строение не более чем на 2%. Поэтому влияние динамического воздействия от конвейера становится ощутимым только при близости частоты вынужденных колебаний  $\omega$  к первой частоте  $\theta_1$  свободных колебаний, то есть при режимах, близких к резонансу.

Область  $(\theta_1', \theta_1'')$  значений первой частоты  $\theta_1$ , свободных колебаний пролетного строения, учитывающая возможность изменения его массы временными нагрузками и погрешности определения величины называется первой резонансной зоной, а величины  $\theta_1' = 0.9\theta_{1\min}$ ,  $\theta_1'' = 1.1\theta_{1\max}$  - ее нижней и верхней границами.

Если среднее значение частоты возмущения  $\omega$  попадает в первую резонансную зону, то есть выполняется условие  $\theta_1' \leq \omega \leq \theta_1''$ , может реализоваться резонансный режим.

Частота свободных колебаний пролетного строения при расчете по плоской схеме определяется зависимостью:

$$\theta = \alpha \frac{\beta}{l} \sqrt{\frac{Ehq_1}{R_0q_2}}, \quad (2)$$

где  $\alpha$  - коэффициент, принимаемый равным: для галерей с расположением транспортера по низу ферм 9, а по верху – 10.5;

$\beta$  - коэффициент, принимаемый равным единице при расчете среднего пролетного строения и по монограмме - крайнего пролетного строения с консолью;

$q_1$  - расчетный вес пролетного строения со всеми нагрузками, имеющих массу, за исключением нагрузок от толпы, просыпи и деталей;

$q_2$  - расчетный вес пролетного строения со всеми временными нагрузками, обладающими массой;

$R_0, E$  - расчетное сопротивление и модуль упругости материала поясов главных ферм;

$l, h$  - расчетная высота и длина пролета главных ферм.

**Изложение материала и результатов.** На рудниках наибольшее распространение получили отопляемые транспортные галереи пролетами 18, 24 и 30 м серии ИС-01-15. Схема приведения пролетного строения галереи к расчетной модели представлена на рис. 2.

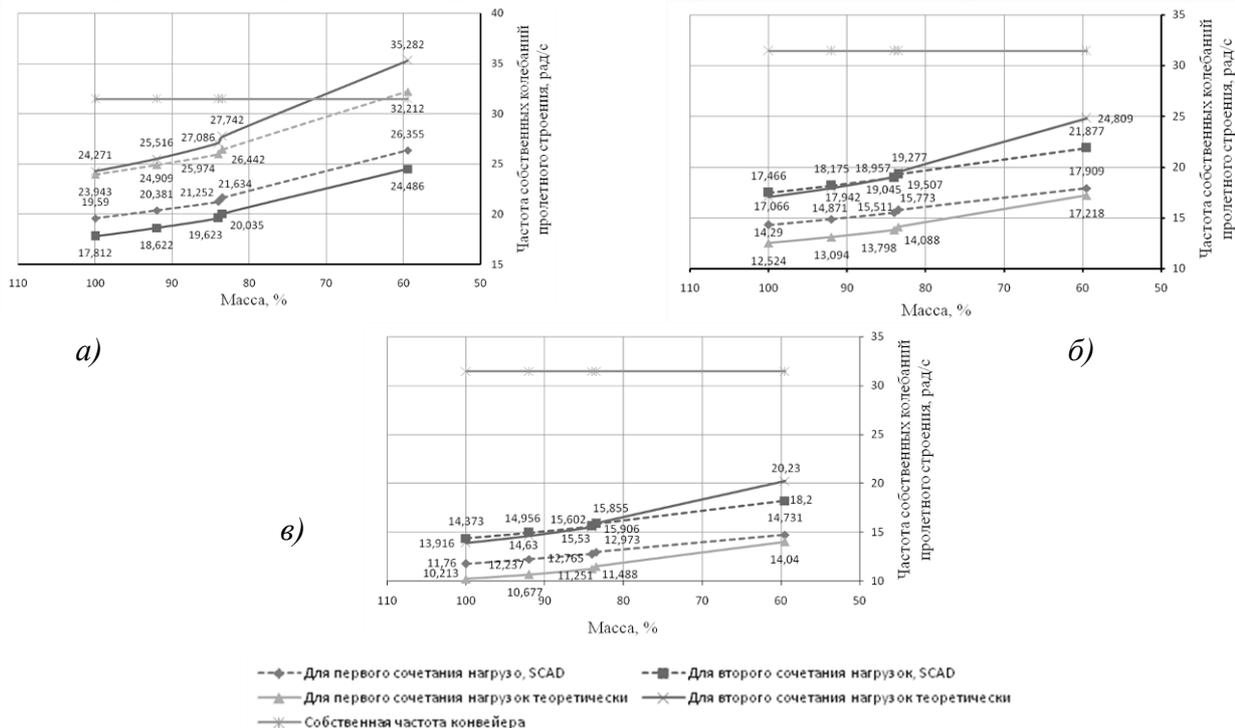


Рисунок 4 – Границы резонансных зон а) пролет 18 м; б) пролет 24 м; в) пролет 30 м

Теоретические исследования проводились в 4 этапа. На первом этапе в пролетных строениях галерей были произведена замена стенового ограждения, что соответствует уменьшению массы пролета на 8%; на втором – замена перекрытия, уменьшению массы пролета на 16%; на третьем – замена покрытия, уменьшению массы пролета на 16,5% и на четвертом была произведена замена всех ограждающих конструкций, что соответствует уменьшению массы пролета на 40,5%. По полученным данным были построены графики рабочих частот представленных на рис. 4. Из графиков видно, что для пролета длиной 18 м резонанс реализуется при полной замене ограждающих конструкций, а для пролета 24 и 30 м резонанс не возможен даже при полной замене ограждающих конструкций на облегченные.

Дальнейшие исследования было выполнено с помощью компьютерного моделирования.

В расчете приняты три плоских расчетных схемы:

- с длиной пролета 18 м (узлов 11, конечных элементов 19) – см. рис. 3;
- с длиной пролета 24 м (узлов 14, конечных элементов 25) – см. рис. 3;
- с длиной пролета 30 м (узлов 17, конечных элементов 31) – см. рис. 3;

В основу расчета положен метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещений и поворотов узлов расчетной схемы. В связи с этим идеализация конструкции выполнена в форме, приспособленной к использованию этого метода, а именно: система представлена в виде набора тел стандартного типа (стержней), называемых конечными элементами и присоединенных к узлам.

Таким образом, сопоставление значений частот вынужденных колебаний  $\omega$  с резонансным диапазоном, можно сделать вывод о том, что попадание в резонанс для пролетов 24 и 30 м нет (рис. 4). В тоже время резонанс имеет место быть в пролете галереи длиной 18 м при замене всех ограждающих конструкций на облегченные.

В результате исследований с помощью компьютерного моделирования были построены графики зависимости частоты свободных колебаний пролетного строения галерей от массы ограждающих конструкций и получена неплохая сходимость с результатами теоретических расчетов по существующей методике с расхождением параметров до 10% (рис. 4).

Так как расчет по существующей методике и компьютерное моделирование подтвердило опасность попадания в резонанс только пролета длиной 18 м на нем и остановим свое внимание.

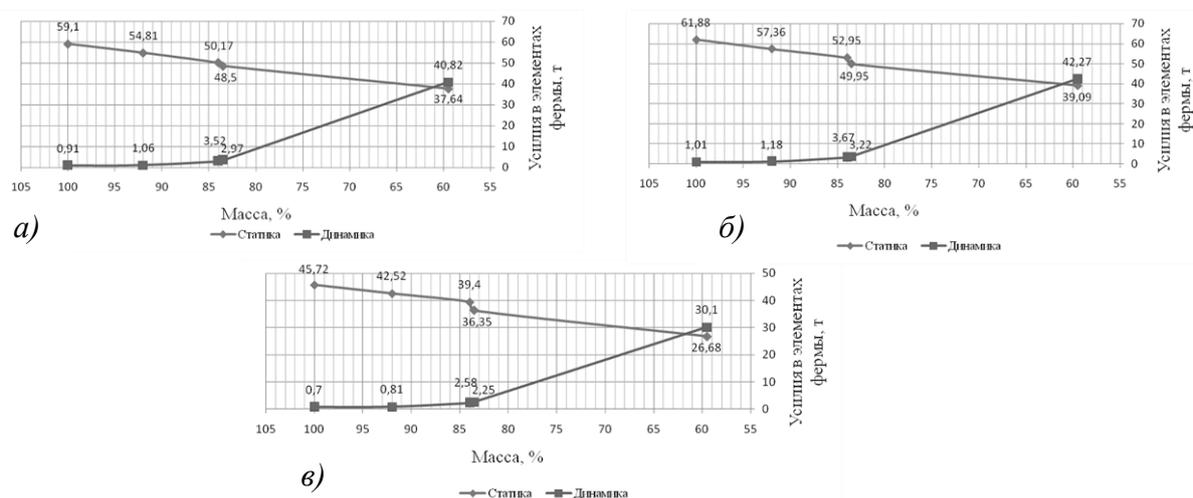


Рисунок 5 – Усилия в элементах фермы пролетного строения длиной 18 м от статической и динамической нагрузки а) верхний пояс; б) нижний пояс; в) опорный раскос

Как видно из графиков (рис. 4) с уменьшением массы пролетного строения частота свободных вертикальных колебаний возрастает, но как же это повлияет на внутренние усилия в элементах фермы мы можем проследить на рис. 5. Здесь прослеживается прямая зависимость внутренних усилий от частоты колебания и как видно из графиков (рис. 5) с увеличением частоты свободных вертикальных колебаний пролетного строения галерей усилия от статической нагрузки уменьшаются, а вот от динамической наоборот увеличивается при близости частоты вынужденных колебаний  $\omega$  к первой частоте  $\theta_1$  свободных колебаний, то есть при режимах, близких к резонансу.

По результатам компьютерного моделирования была выведена зависимость верхней и нижней границ резонансной зоны от сочетания статических нагрузок (рис. 6). Как видно из графиков (рис. 6) чем меньше статическая нагрузка тем выше значения резонансных зон.

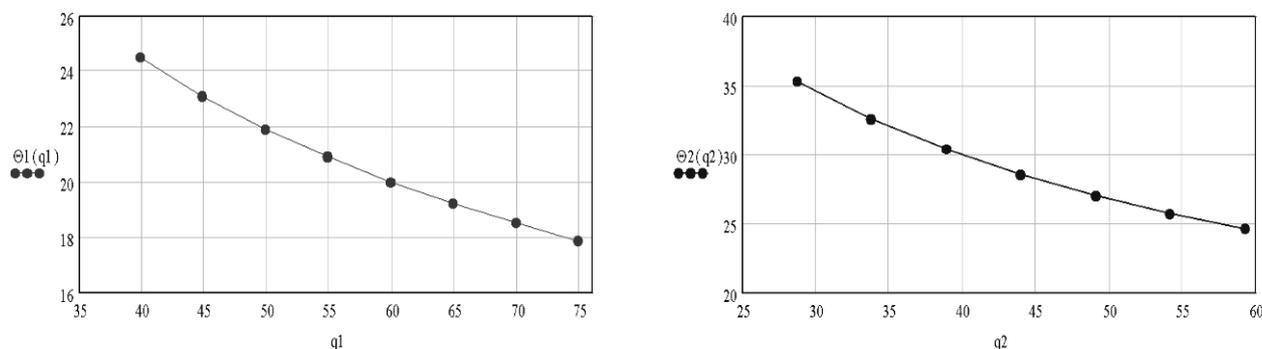


Рисунок 6 – Зависимость верхней и нижней границ резонансной зоны от сочетания нагрузок

С целью упрощения проверки попадания частоты возмущения  $\omega$  в первую резонансную зону мы ввели коэффициент  $K$  который учитывает влияние соотношения  $q_1/q_2$  на частоту собственных колебаний. По результатам проведенных исследований был построен график зависимости границ резонансных зон от коэффициента  $K$  (рис. 7).

$$\theta = \alpha \frac{\beta}{l} \sqrt{\frac{EhK}{R_0}} \quad (3)$$

Из графика (рис. 7) видно, что при коэффициенте  $K \approx 1.33$ , который соответствует облегчению общей массы пролета приблизительно на 37.6%, значение частоты вынужденных колебаний  $\omega$  попадает в первую резонансную зону, то есть возникает резонанс.

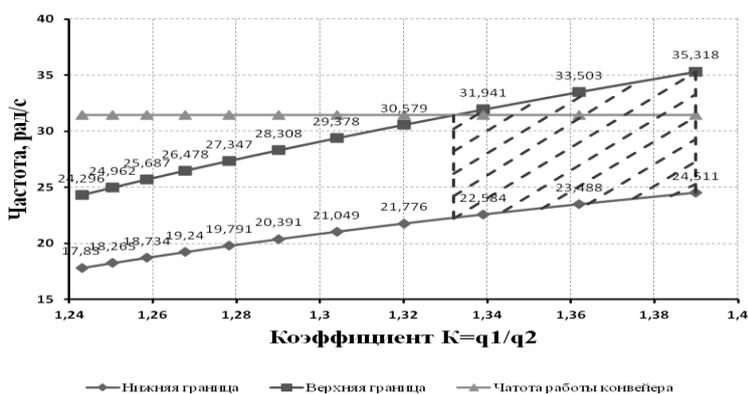


Рисунок 7 – Зависимость границ резонансной зоны от коэффициента  $K$

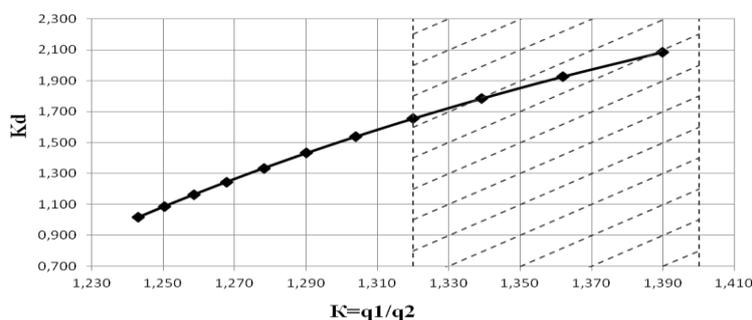


Рисунок 8 – Зависимость коэффициента динамичности  $K_d$  от коэффициента  $K=q_1/q_2$

Также была выведена зависимость коэффициента динамичности  $K_d$  от коэффициент  $K=q_1/q_2$  (рис. 8). На графике (рис. 8) видно, что при режимах близких к резонансу и при попадании в резонансную зону коэффициент динамичности резко возрастает, что говорит о резком увеличении усилий в элементах ферм пролетных строений от динамической составляющей (рис. 5).

Экспериментальная проверка результатов теоретических исследований и компьютерного моделирования была выполнена на действующих транспортных галереях с железобетонными и облегченными конструкциями.

Для динамического обследования строительных конструкций галереи использован анализатор вибраций АС-6400, который представляет собой двухканальный сборник-анализатор сигналов с автономным питанием, позволяющий регистрировать форму сигнала в частотном диапазоне 0...20000 Гц. Прибор оснащен встроенным анализатором спектра сигналов. Для снятия сигнала использован акселерометр АП-100 с диапазоном измеряемых ускорений  $\pm 50 g$ . В результате внутренней обработки сигнала можно получить амплитуды перемещений, ускорений и скорости колебаний, а также их спектры (рис. 9, 10).

Станция-Г17 Агрегат-Ф2 S Точка-60 Дата-19-09-2006 Время-11:36  
 Спектр Виброускорение, м/с<sup>2</sup> Диапазон 0.3-500 Гц Линия-1600 Усреднений-5 Тип усреднения-нормальный Окно-Ханнинга  
 Общий уровень - 0.2230 м/с<sup>2</sup> пик 0.0547 м/с<sup>2</sup> скз

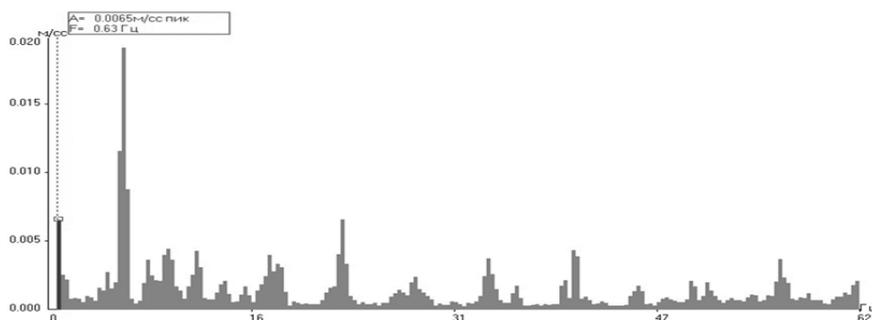


Рисунок 9 – Спектр виброускорений исходного строения

Станция-Г17 Агрегат-Ф2 S Точка-60 Дата-19-09-2006 Время-11:36  
 Спектр Виброускорение, м/с<sup>2</sup> Диапазон 0.3-500 Гц Линия-1600 Усреднений-5 Тип усреднения-нормальный Окно-Ханнинга  
 Общий уровень - 0.2230 м/с<sup>2</sup> пик 0.0547 м/с<sup>2</sup> скз

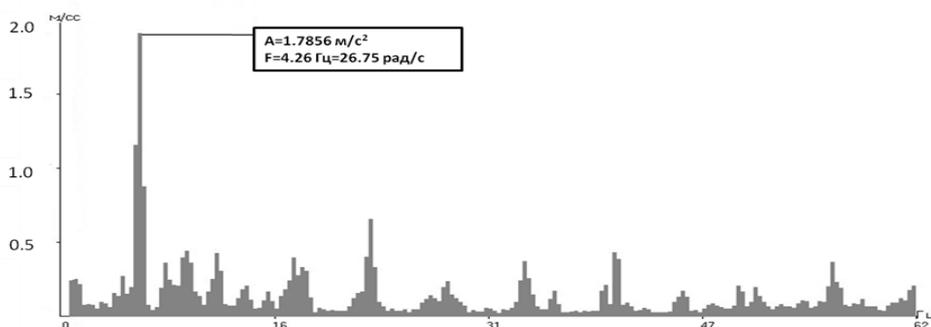


Рисунок 10 – Спектр виброускорений облегченного строения

### Выводы и направление дальнейших исследований.

– Использование облегченные ограждающие конструкции значительно уменьшает нагрузки на несущие элементы, это позволит использовать остаточную несущую способность конструкции, что как известно является наиболее эффективной реконструкцией.

– На основании полученных теоретических и экспериментальных результатов следует: у галерей длиной пролетов 24, 30 м значение частоты от динамического возмущения конвейера не попадает внутрь резонансной зоны. Опасным является пролет длиной 18 м в котором при полной замене ограждающих конструкций (общая масса пролета галереи была облегчена на 40,07%) реализуется резонанс.

– Выведенные зависимости позволяют значительно упростить проверку на попадание в резонансную зону и дать рекомендации на стадии проектирования реконструкции.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по проектированию транспортерных галерей / Ленингр. Промстройпроект Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1979.-104с.
2. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций: справочник проектировщика. / под ред. Б.Г.Коренева, А.Ф.Смирнова. - М.: Стройиздат, 1986. - 461 с.

УДК 624.131

Фролов О.О., к.т.н., доц., Залецька А.І., магістр НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

## АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ ПОЛЬОВИХ МЕТОДІВ ВИПРОБУВАНЬ ҐРУНТІВ ДЛЯ МІСЬКИХ ПІДЗЕМНИХ УМОВ БУДІВНИЦТВА

Розглянуто існуючі методи польових випробувань ґрунтів та виконано їх аналіз для застосування в складних інженерно-геологічних умовах будівництва підземних споруд

**Вступ.** В Україні значна частина території характеризується складними ґрунтовими умовами. У великих містах все менше вільних майданчиків для будівництва, і, частіше, проектування та будівництво ведеться на ділянках з щільною забудовою, з ускладненим рельєфом, або з різноманітним нашаруванням ґрунтової товщі та низькими характеристиками міцності ґрунтів основи. Всі ці чинники потрібно брати до уваги і враховувати при розробці проекту та під час виконання робіт [1].

З метою визначення доцільності проектування, будівництва та експлуатації об'єкту на конкретній ділянці проводяться інженерні вишукування. Це значно спрощує підбір оптимального проектного рішення та забезпечує надійність майбутнього будівництва об'єкту. Від якості проведених випробувань ґрунтів залежить достовірність інформації про геологічне середовище. Проектування базується на отриманих результатах вишукувань та нерозривно з ними пов'язане.

Польові випробування ґрунтів слід проводити при вивченні масивів ґрунтів з метою [2]:

- розчленування геологічного розрізу, оконтурювання лінз і прошарків слабких та інших ґрунтів;
- визначення фізичних, деформаційних і міцнісних властивостей ґрунтів в умовах природного залягання;
- оцінки просторової мінливості властивостей ґрунтів;
- оцінки можливості занурення паль в ґрунти і несучої здатності паль;
- проведення стаціонарних спостережень за зміною у часі фізико-механічних властивостей намивних і насипних ґрунтів;
- визначення динамічної стійкості водонасичених ґрунтів.

**Постановка задачі.** Оскільки питання дослідження фізико-механічних характеристик ґрунтів є важливим та актуальним, то необхідно оцінити доцільність використання різних методів польових випробувань ґрунтів, враховуючи їх переваги та недоліки, та рекомендувати найбільш раціональний з точок зору його економічності, точності, швидкості та достовірності результатів.

**Мета дослідження.** На підставі аналізу літературних та нормативних джерел та результатів власних досліджень обрати найбільш доцільний метод польових випробувань ґрунтів для застосування в міських підземних умовах будівництва.

**Викладення основного матеріалу досліджень.** Згідно [3] до польових методів досліджень відносяться: бурові та гірничопрохідницькі роботи; статичне зондування; динамічне зондування; випробування штапом; випробування на зріз ціликів ґрунту (обертальний, поступальний та кільцевий зріз); пресиометрія; випробування ґрунтів палями (еталонною, натурною та палею-зондом); дослідне замочування котлованів; дослідне ущільнення; метод відкачки води зі свердловин; наливи в шурфи і свердловини; дослідне нагнітання води (повітря) у свердловини.

Перешкодою проведення бурових та гірничопрохідницьких робіт в міських умовах, як правило, є їх вартість. Крім того, буріння може бути неточним, що може спричинити зміни в проекті.

У випадках розрахунку стійкості значних масивів ґрунту, укосів виїмок, при випробуваннях слабких ґрунтів відбір зразків непорушеної структури для лабораторних випробувань, з яких, є неможливим, організують випробування ґрунтів на зріз у шурфах і свердловинах.

Використання дослідів зі штампом для визначення очікуваного осідання споруд з дуже великою площею основи допустиме тільки умовно, оскільки лінійна закономірність зростання осідання при значних розмірах основи експериментально ще не підтверджена. Визначення модуля стисливості ґрунтів за допомогою штампів має деякі недоліки. Зокрема, відбувається розпушування та порушення природної структури ґрунту у вибої свердловини, що передують установці штампу (особливо в водонасичених ґрунтах), а також через малу площу штампа знижується достовірність результатів випробувань.

Досвід випробування дуже слабких малостійких ґрунтів методами пресіометрії незначний і достовірність отримуваних результатів не перевірена. Тому в таких ґрунтових умовах для визначення модуля деформації поряд з випробуваннями пресіометром доцільно проводити статичне зондування ґрунтів.

До недоліків випробувань на зріз ціликів ґрунту відносяться фіксована площину зсуву, а також те, що наявність жорстких об'єктів та щілин між ними викликає спотворення результатів через вплив сил тертя по боковій поверхні зразка, заклинювання зерен тощо. Крім того, зсувні напруження по площині зсуву розподіляються нерівномірно, з концентрацією на окремих ділянках. Все це призводить до зменшення значень характеристик опору ґрунтів зрізу.

Статичне зондування являється найбільш ефективним методом дослідження ґрунтів в умовах їх природнього залягання.

Область застосування методу статичного зондування ґрунтів достатньо широка (рис. 1). На відміну від динамічного зондування, воно виключає будь-які динамічні навантаження та впливи, що являється негативним фактором при проведенні випробувань на ділянці щільної міської забудови. Погонний метр дослідження розрізу методом статичного зондування обходиться в 4 рази дешевше буріння.

Дослідження ґрунтів статичним зондуванням дає можливість отримувати точні відомості, необхідні при розробці проекту, виборі технологій, матеріалів, способів зміцнення конструкцій підземного об'єкту.

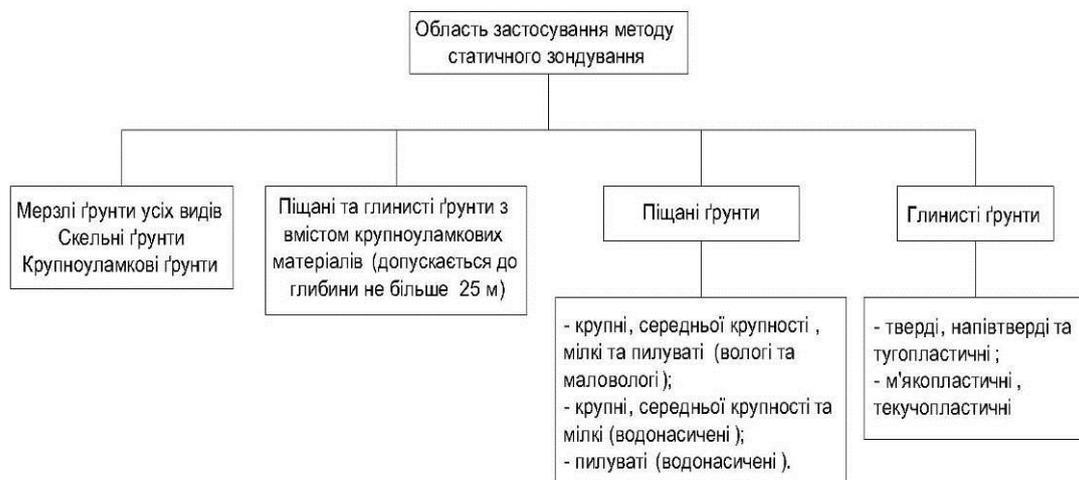


Рисунок 1 – Схема застосування методу статичного зондування

Метод статичного зондування дозволяє оцінити можливість та доцільність застосування в певних інженерно-геологічних умовах пальових фундаментів, а також отримати повний обсяг показників, які необхідні для розробки комплексу робочих креслень фундаменту, значно знизити обсяг вартісних та трудомістких робіт по дослідному випробуванню паль на майданчику будівництва.

#### **Висновки**

1. В результаті проведеного аналізу літературних джерел встановлено, що методи польових досліджень ґрунтів є основним джерелом отримання необхідних вихідних даних щодо природних умов району або ділянки розміщення споруди, яке забезпечить розробку технічно правильних і економічно доцільних рішень при проектуванні та будівництві.

2. Метод статичного зондування можна віднести до найбільш точного методу вивчення властивостей ґрунтів серед інших методів польових випробувань. Особливо це важливо при обстеженні ґрунтів на щільно забудованих майданчиках, а також в підземному будівництві – при спорудженні нових станцій метро, колекторів, пішохідних переходів, паркінгів, реконструкції підвальних приміщень.

3. При виконанні робіт з проектування пальових фундаментів статичне зондування ґрунтів використовується для інженерно-вивірених розрахунків несучої здатності паль (як забивних, так і буронабивних).

4. Безсумнівною перевагою методу статичного зондування є його екологічність та відносно невисока вартість.

#### **БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК**

1. В.П. Ананьев, А.Д. Потапов. Инженерная геология. Учебник для строит. спец вузов.. М.: Высш. шк., 2002 г – 511 с.
2. Трофименков Ю.Г., Воробков Л.Н. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов 3-е изд, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.
3. ДСТУ Б В.2.1-6-2000 Ґрунти. Польові випробування

УДК 622.831

*Солодянкин А.В., д.т.н., проф., Иванов А.С., к.т.н., доц., г. Днепропетровск, Украина  
Раскидкин В.В., директор проектно-конструкторского бюро НПО «Механик», г. Макеевка, Украина*

#### **ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В МАССИВЕ ПОРОД В ОКРЕСТНОСТИ СОПРЯЖЕНИЙ**

**Введение.** Объем сопряжений горизонтальных и наклонных выработок на угольной шахте составляет всего 6...8% общего объема горных работ [1, 2]. Этим объясняется относительно малое количество научно-технической литературы, посвященной расчету и выбору крепи сопряжений и технологии ее возведения в различных горно-геологических условиях. Тем не менее, вопросы поддержания сопряжений выработок чрезвычайно актуальны и обусловлены как геомеханическими условиями их поддержания, так и важностью в общем комплексе подземных выработок угольных шахт.

Под сопряжением понимают область породного массива, включающую в себя узел сопряжения и примыкающие к нему участки выработок, подверженные взаимному влиянию в результате наложения их зон опорного давления. Узел, по определению авторов [1], это

участок горной выработки, образуемый в результате соединения (пересечения) двух и большего числа выработок.

Основная особенность всех сопряжений – повышенное горное давление в результате наложения зон опорного давления сопрягаемых выработок и узла, а также многократное нарушение участка породного массива, вмещающего сопряжение, при сооружении узла и сопрягающихся выработок, что, однако не всегда принимается во внимание при выборе крепи сопряжений.

#### **Анализ основных положений проектирования крепи сопряжений**

Необходимо отметить, что многообразие горнотехнических и горно-геологических условий требует индивидуального подхода к составлению проекта или паспорта крепления сопряжений горных выработок.

Тем более что отсутствие единой теории расчета параметров крепи сопряжений выработок привело к возникновению большого количества методик расчета. При этом предпочтение в большинстве случаев отдается методикам и способам проектирования, основанных на результатах эмпирических исследований.

Например, эффективным, но достаточно трудоемким способом проектирования крепи сопряжений является подход, описанный в [3]. В его основу положены результаты комплексных исследований крепей сопряжений, которые включали следующие этапы.

1. Обследование крепей сопряжений в шахтах в широком диапазоне геомеханических и горнотехнических условий по соответствующей «Методике проектирования...» с обработкой данных на ПЭВМ с целью получения ряда необходимых показателей для оценки надежности крепей.

2. Оценка горно-геологических условий заложения узлов сопряжений с определением значений коэффициентов устойчивости вмещающих пород для каждого сечения в кровле, борта, почве по методике КузНИИШахтостроя.

3. Аналитические исследования с анализом эпюр нагрузок и размеров зон деформированных пород в приконтурном массиве пород.

4. Стендовые испытания различных конструкций крепей сопряжений.

По результатам комплексного обследования разработан альбом «Типовые конструктивные решения плоских сопряжений капитальных ( $S_{пр}$  до 22 м<sup>2</sup>) и подготовительных выработок для условий Кузбасса», включающий 9 типов сопряжений с использованием унифицированных конструкций металлических арочных крепей из взаимозаменяемого профиля СВП-22 и СВП-27.

Основными параметрами крепи сопряжений являются несущая способность и величина податливости. Несущая способность крепи и ее податливость на узлах сопряжений подготовительных выработок, как указывается в [4], должны быть не ниже, чем в примыкающих к узлу выработках.

Для сопряжений выработок, размещенных вне зоны существенного влияния очистных работ, необходимая несущая способность податливой крепи определяется по формуле:

$$q = \gamma L^3 \sqrt{\left( e^{\frac{\gamma H}{\sigma}} - 1 \right)^2}, \text{ МПа} \quad (1)$$

где  $\gamma$  – объемный вес пород, МН/м<sup>3</sup>;  $L$  – пролет сопряжения, определяемый в разветвлениях на расстоянии 1-2 м от лобовой опоры, для выработок, примыкающих под углом, близком к прямому:

$$L = L_1 + \frac{L_2}{2}, \quad (2)$$

где  $L_1$  – ширина магистральной выработки, м;  $L_2$  – ширина примыкающей выработки

(рис. 1),  $m$ ;  $H$  – глубина заложения сопряжения, м;  $\sigma$  – предел прочности породы на одноосное сжатие, МПа.

Предел прочности пород определяется как средневзвешенная прочность по слагающим слоям в кровле на высоту, равную ширине сопряжения.

Расчет величины податливости крепи сопряжений, размещенных вне зоны существенного влияния очистных работ, рекомендуется производить по формуле:

$$U = 0,1L \left[ e^{\frac{\gamma H - 10 \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^2 q}{\sigma}} - 1 \right], \quad (3)$$

где  $U$  – смещение пород кровли, м;  $\sigma_0$  – условная прочность пород ( $\sigma_0 = 30$  МПа).

Рекомендуемые зависимости (2) и (3) могут быть использованы для расчета параметров сопряжения при условии  $\gamma H / \sigma \leq 0,65$  и предела прочности пород на одноосное сжатие не менее 30 МПа.

Предваряя этап расчета и выбора параметров сопряжения, необходимо отметить следующие важные замечания для получения результатов, соответствующих реальным горно-геологическим и горнотехническим условиям.

Во-первых, в расчетных формулах должна быть учтена реальная прочность массива, с учетом структурной неоднородности пород, степени обводненности, средневзвешенной прочности массива, слагающих толщ и т.д.

Во-вторых, в указанных формулах не учтена концентрация напряжений, а значит – увеличение нагрузки на крепь сопряжений и смещений породного контура, вызванная влиянием очистных работ, близлежащих выработок, которыми являются также и выработки, примыкающие к сопряжению.

В-третьих, величина пролета, показанная на схемах сопряжений (см. рис. 1), должна быть увеличена, поскольку технология сооружения сопряжений, растянутая во времени, а также влияние комплекса выработок, приводит к тому, что область разрушенных пород вокруг сопряжения существенно увеличивается, что эквивалентно увеличению пролета выработки и действующей нагрузке.

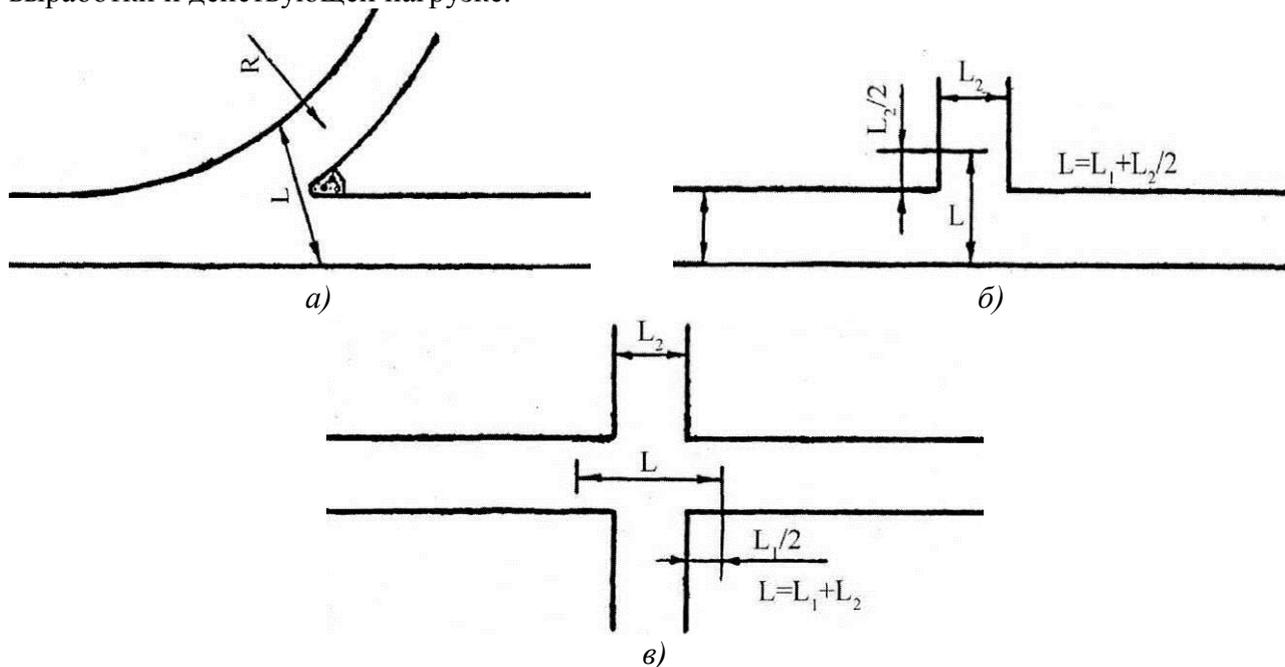


Рисунок 1 – Пролеты сопряжений: а – разветвление; б – примыкание; в – пересечение

### Выбор метода определения НДС породного массива в окрестности сопряжения подготовительных выработок

Сложность решения задач геомеханики в аналитической постановке, трудоемкость и ограниченная область применения результатов экспериментальных исследований, привели к широкому использованию численных методов.

На настоящий момент для решения задач геомеханики достаточно развиты численные методы – метод граничных (МГЭ) и метод конечных элементов (МКЭ), позволяющие определить характеристики НДС области массива любой конфигурации, в том числе и пространственной. Поскольку замкнутых зависимостей при использовании этих методов получить не удастся, для установления закономерностей интересующего исследователей явления, необходимо проведение вычислительных экспериментов того или иного объема, заключающегося в вариации определяющих параметров.

Основными предпосылками для выбора метода определения НДС являются особенности расчетной схемы задачи и деформационной модели среды. Расчетная схема задачи должна включать и узел сопряжения и выработки, сопрягающиеся (пересекающиеся) под определенным углом. То есть, исследуемая область массива является многосвязной, причем взаимное влияние границ полостей таково, что их нельзя рассмотреть с точки зрения условий плоской деформации и НДС необходимо исследовать в трехмерной постановке. Следующим важным элементом является то, что одним из влияющих факторов является соотношение между жесткостями слоев. Поэтому необходимо использование модели трансверсально-изотропной среды, имитирующей природную горизонтальную слоистость породного массива.

Наиболее эффективным для отражения перечисленных выше особенностей является метод конечных элементов, который на сегодняшний день является наиболее распространенным численным методом механики благодаря его универсальности и пригодности для моделирования НДС систем сложной геометрии и различного уровня неоднородности.

МКЭ предполагает разбиение исследуемой области на конечное число подобластей - малых частей простых форм, называемых элементами (рис. 2), эффективно заменяющими сложную задачу несколькими простыми, которые необходимо решить совместно. Элементы имеют общие точки, называемые узлами. Реакция в любой точке элемента определяется суммарными реакциями узлов элементов.

Каждый узел полностью описывается рядом параметров, зависящих от типа анализа и используемого элемента (рис. 3). Все виды нагрузок, действующие на исследуемую область и формирующие в ней определенное напряженно - деформированное состояние, приводятся к статически эквивалентным силам, приложенным в узловых точках. На внешнем контуре рассматриваемой области массива и на контуре выработки задаются поверхностные силы  $F_n$ , которые в случае отсутствия поверхностных нагрузок равны нулю, а перемещения узловых точек контура неизвестны. Этапы определения характеристик НДС помощью метода конечных элементов показаны на (рис. 4).

Вводимая в расчетную схему исходная информация состоит из следующих параметров: число конечных элементов, на которые разбивается исследуемая область; общее число узлов образующихся при этом разбиении и координаты этих узлов; число типов элементов с разными физико-механическими свойствами; значения физико-механических свойств для каждой группы элементов, значения напряжений и перемещений, характеризующие граничные условия.

Задача сводится к решению системы уравнений, содержащих глобальную матрицу жесткости системы, элементы которой характеризуют размеры конечного элемента, его механические свойства, координаты узлов и связь между перемещениями узлов и перемещениями внутренней точки конечного элемента; вектор узловых сил системы,

характеризующий внешние загрузки, в том числе массовые силы от веса пород; неизвестный вектор перемещений узлов конечно-элементной сетки.

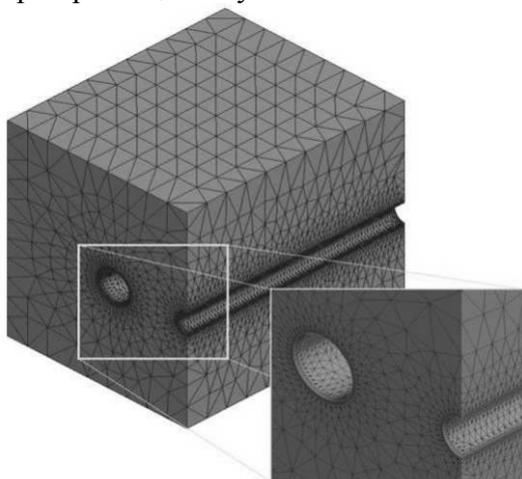


Рисунок 2 – Представление породного массива в виде совокупности взаимосвязанных элементов



Рисунок 3 – Тетраэдральный элемент

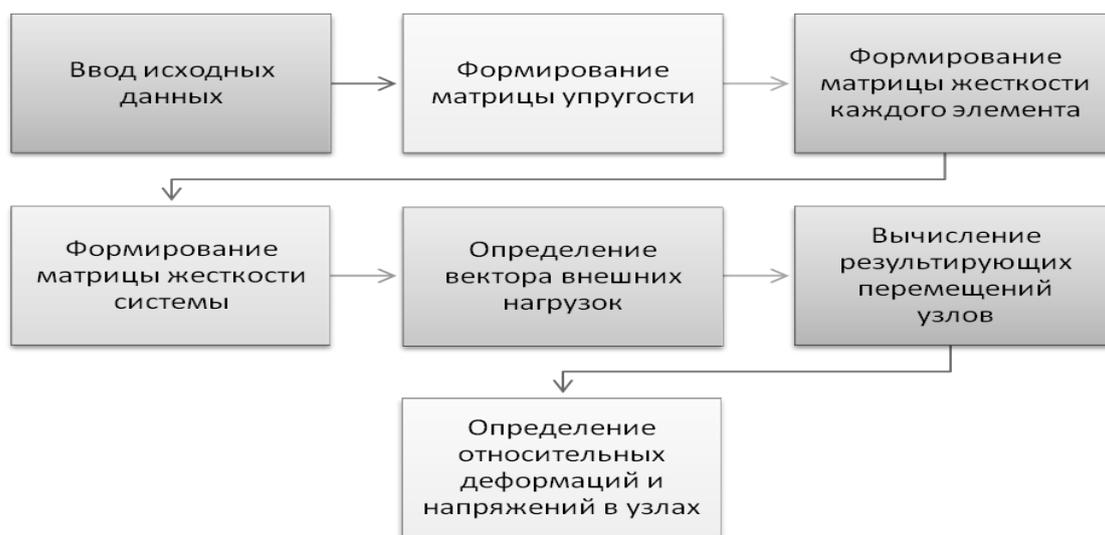


Рисунок 4 – Этапы расчета математической модели методом конечных элементов

В результате решения системы уравнений определяются значения перемещений узлов, от которых переходят к перемещениям внутренних точек элемента, а затем к относительным деформациям и напряжениям в этих точках. Таким образом, результатом вычислений есть полный тензор напряжений, деформаций и перемещений в каждом конечном элементе области.

Полученная информация является первым этапом исследований, предшествующим обоснованию параметров способа обеспечения устойчивости сопряжений выработок.

#### **Численные исследования НДС породного массива в окрестности сопряжения подготовительных выработок и анализ результатов.**

Целью численного моделирования являлось определение областей приконтурного массива с повышенными зонами разрушения, влияющими на состояние выработки. Методом конечных элементов моделировалось трехмерное НДС области, включающей Т-образное сопряжение подготовительных выработок (рис. 5).

Конечноэлементная аппроксимация области осуществлялась посредством элементов-

тетраэдров. Наиболее сложные зоны распределения напряжений находятся вблизи поверхностей обнажений. Поэтому для зоны в кровле выработки размер элементов сетки был уменьшен до 20-30 см по ребру тетраэдра.



Рисунок 5 – Расчетная схема T-образного сопряжения подготовительных выработок



Рисунок 6 – Распределение коэффициента запаса прочности породного массива в окрестности сопряжения

Предел прочности на сжатие пород принимался равным 54 МПа. С учетом коэффициента структурного ослабления (для данных условий  $k_c = 0,5$ ) прочность пород основной кровли составляет 27 МПа.

На рис. 5 показано распределение коэффициента запаса прочности породного массива на сопряжении выработок. Более светлым цветом отмечены зоны повышенных напряжений, характеризующие область разрушенных пород (зоны повышенной трещиноватости).

Размеры этих зон непосредственно в узле сопряжения выработок, а также по длине протяженных участков выработки определяют параметры способа охраны сопряжений.

Результаты моделирования показали, что протяженность участков повышенных деформаций приконтурного массива вдоль выработки примыкающей к сопряжению составляет 12 м, вдоль основной выработки длина этого участка увеличивается до 15 м (рис. 7). Размер зоны трещиноватости непосредственно в точке сопряжения выработок достигает 3,5 м (по диагонали) и по мере удаления снижается до обычных размеров, характерных для одиночных выработок не испытывающих влияния близлежащих.

Практика поддержания выработок в условиях образования зон повышенной трещиноватости в приконтурном массиве пород свидетельствует, что одним из эффективных способов повышения устойчивости выработок является использование анкерной крепи. Размеры зон повышенной трещиноватости позволяют применять для этой цели обычные анкера и удлиненные, устанавливаемые непосредственно в месте пересечения выработок.

К настоящему времени в практике угольных шахт России и Украины уже накоплен достаточный опыт применения способов обеспечения устойчивости сопряжений за счет создания системы «крепь-окружающий породный массив» с применением анкерной крепи [1, 3, 5-8]. Параметры системы обеспечения устойчивости выработки решаются применительно к конкретным условиям поддержания выработок, с учетом возможностей шахт и отработанной технологии крепления выработок. Так, в [6] показан опыт применения промежуточных анкеров увеличенной длины, что явилось эффективным средством крепления сопряжений подготовительных выработок на шахте «Абашевская». Данный вариант крепления сопряжений широко используется на шахтах Кузбасса.

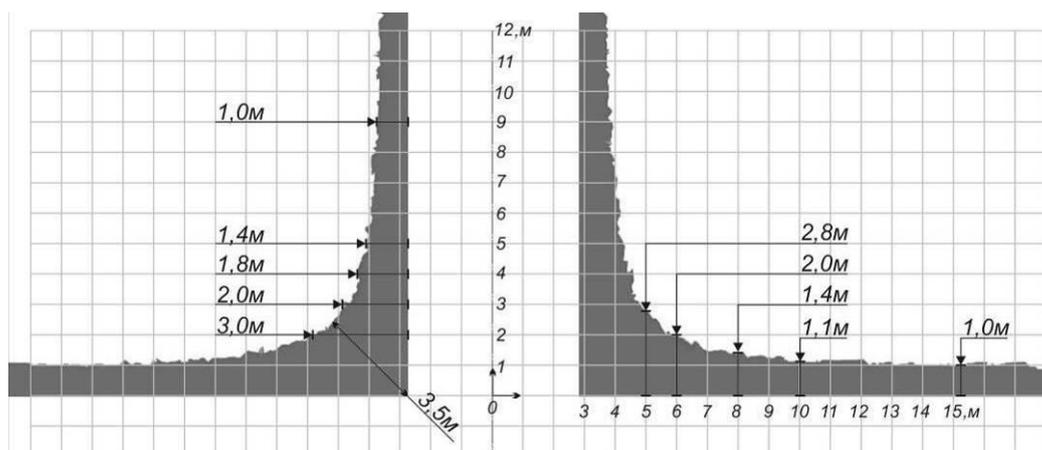


Рисунок 7 – Размеры зон приконтурного массива повышенной трещиноватости в окрестности сопрягаемых выработок

По данным работы [1], податливая крепь сопряжений за счет усиления анкерами повышает работоспособность на 10...15 %, увеличивая трудоемкость крепления сопряжения (в пределах узла) на 20...25 %, но снижающая последующие затраты на ремонтные работы. В породах прочностью до 40 МПа анкерами усиливается и камерная рама для повышения устойчивости ее стоек.

В зарубежной практике (Германия, Англия) практически все сопряжения независимо от вида применяемых крепей, имеют анкерное усиление, позволяющее снизить стоимость крепи на 12...15 %.

**Вывод.** При выборе крепи сопряжений не всегда принимается во внимание увеличение трещиноватости приконтурного массива пород на протяженных участках выработок, примыкающих к сопряжению. Численное моделирование участка Т-образного сопряжения позволило установить параметры зон повышенной трещиноватости приконтурного массива пород. Полученные результаты позволяют обоснованно выбрать в качестве эффективного способа повышения устойчивости сопряжения анкерную крепь, с длиной анкеров, соответствующих параметрам установленных трещиноватых зон.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кошелев К.В., Игнатович Н.В., Полтавец В.И. Поддержание сопряжений горных выработок. – К.: Техника, 1991. – 176 с.
2. Минин В.А. О классификации сопряжений капитальных горных выработок и технологии их сооружения // Шахтное строительство. – 1988. – № 10. – С. 23-26.
3. Франкевич Г.С., Карпова Я.С. Крепление узлов сопряжений на шахтах Кузбасса // Горный информ.-аналит. бюллетень. – 2003. – № 4. – С. 223-225.
4. Руководство по составлению паспортов крепления сопряжений подготовительных выработок с металлической арочной и рамной трапециевидной крепями в условиях пологих пластов шахт Госуглепрома Украины. – Донецк, 1994. – 73 с.
5. Широков А.П., Писляков Б.Г. Расчет и выбор крепи сопряжений горных выработок. - М.: Недра, 1988. - 241 с.
6. Колокольцев Г.Ф., Широков А.П., Лидер В.А. Опыт применения анкерной крепи на шахте «Абашевская» // Уголь. – 1983. – № 5. – С. 3-4.
7. Широков А.П. Перспективы применения анкерной крепи в Кузбассе // Уголь. – 1983. – № 10. – С. 19-24.
8. Смирнов Г.Н. Применение анкерной крепи при проведении выработок на шахте «Юбилейная» // Уголь. – 1983. – № 10. – С. 14-15

УДК 624.1

*Загоруйко Е.А., Капинус Д.Л., магистр, НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина*

## **ВЛИЯНИЕ ПОДЗЕМНЫХ РАБОТ НА ВЕРХНИЕ СЛОИ МАССИВА ГРУНТА**

Рассмотрены проблемы влияния подземных работ на верхние слои массива грунта и предложены методы устранения причин, нарушающих естественную опору массива грунта.

Целью работы является изучение влияния подземных работ на верхние слои массива грунта, а именно на устойчивость склонов, состоящих из вязкопластических массивов на твёрдом пограничном слое из горных пород.

Геологические предпосылки освоения подземного пространства заключаются в необходимости достаточно подробного изучения верхних слоёв земной коры и процессов происходящих на её поверхности, которое бы позволило объективно принимать решения о выборе места размещения подземного объекта и технологий его создания.

Как пример, рассмотрим массив склона состоящего из глинисто – гравийного отложения, в котором при сдвигении и деформации земной поверхности от подземной выработки образовались мульды оседаний и трещины. Попадая в эти трещины, вода разрушала структуру на определенной глубине, тем самым, расчлняя массив на отдельные блоки и изменяя влажность до твердого пограничного слоя (рис 1).

На контакте выветренного и не выветренного пограничного слоя вода играла роль смазки. Импульсом, вызывающим начало движения массива могли быть различные факторы, в том числе, гидростатическое давление в трещинах. При этом, блоки массива скользят по твёрдым пограничным слоям подобно твёрдым телам по слою смазки до тех пор, пока не происходит изменение уклона или изменение характера распределения влажности. Учитывая что после начала смещения массива затрудняется поступление атмосферной влаги в контактную зону, трещины в нижней части закрываются быстро и уровень насыщения поднимается вверх. Происходит общее увеличение влажности слоя, в том числе и за счет миграции влаги на смазке. При этом оползень либо останавливается, либо начинается вязкопластическое течение. По мере перемещения оползня в приконтактной зоне вязкопластического массива с твердым пограничным слоем происходит разрушение структурной связи, повышается поровое давление, увеличивается вязкость и массив имеет скольжение по твердому слою. Изменение влажности по глубине массива приводит к изменению вязкости по глубине, поэтому движение сползающего массива будет зависеть от изменения вязкости массива по глубине.

Для предотвращения возникновения оползня следует провести ряд геологических исследований и установить причины, вызывающие его, а так же необходимо предусмотреть меры, увеличивающие устойчивость массива грунта и в случае необходимости, применить противооползневые мероприятия.

Активные причины могут быть полностью устранены рядом мероприятий, из которых главными являются:

- дренирование подземных вод;
- регулирование поверхностного стока;
- защита грунтов от выветривания;
- создание механического сопротивления движению земляных масс;
- изменение физико – механических свойств грунта:
  - замораживание грунта;
  - цементация трещиноватых пород;

- силикатизация;
- электрохимический способ закрепления глин;
- просушка глин.

К мерам механического сопротивления оползневым явлениям относятся:

- подпорные стенки;
- свайные ряды или частоколы;
- земляные контрбанкетты;
- замена грунтов на плоскостях скольжения (песчаный тормоз);
- посадка деревьев с разветвленной корневой системой.

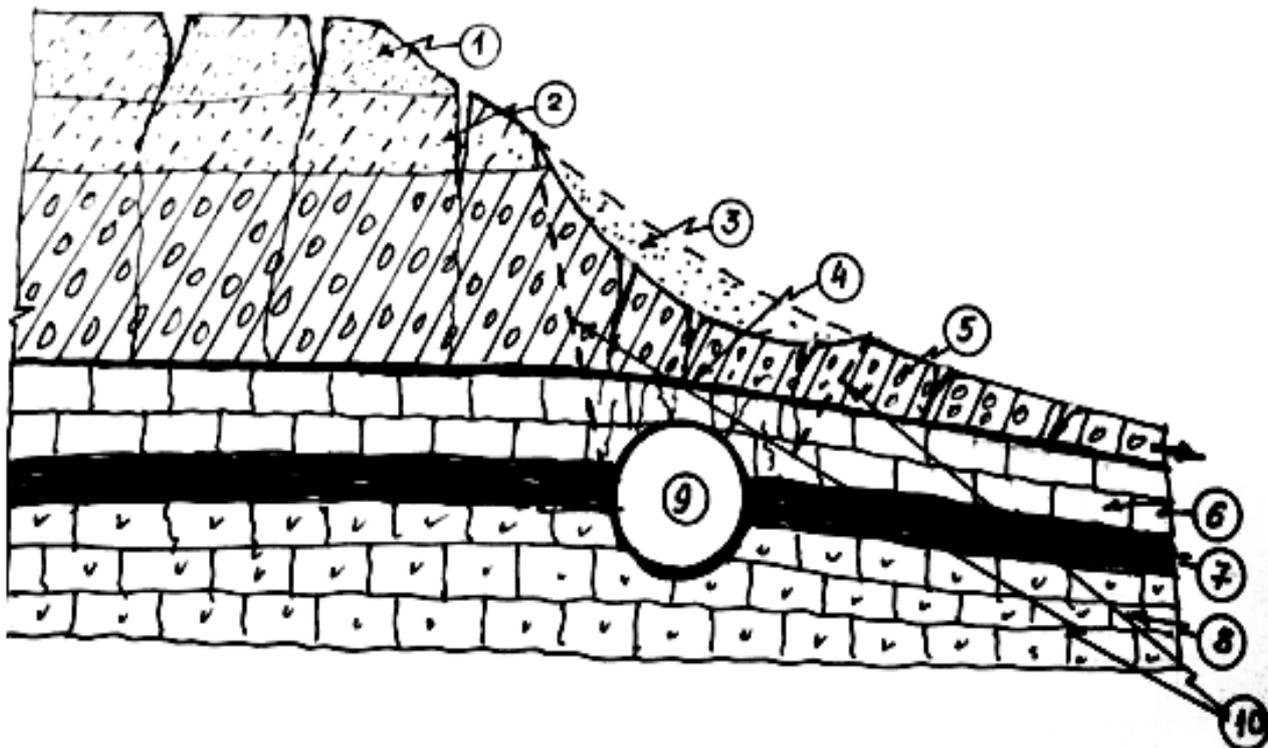


Рисунок 1 – Схема движения массива как вязкопластическая среда по твердым пограничным слоям: 1 – супесь; 2 – суглинок; 3 – мульды оседаний; 4 – пограничный твердый слой; 5 – глинисто – гравийное отложение; 6 – твердый трещиноватый аргеллитовый слой; 7 – каменный уголь; 8 – твердые глинисто – сланцевые породы; 9 – подземная выработка при добыче угля; 10 – расслабленная зона массива от подземной выработки.

### Выводы

Мульды оседаний поверхности склона, возникшие в результате подземных работ, являются причиной образования трещин и накопления атмосферной влаги, которая расчленяет массив на отдельные блоки, а вода играет роль смазки между блоками и твердой горной породой, как пограничный слой и резко увеличивает вязкость массива, что и приводит массив к вязкопластическому течению.

Массив склона при изменении вязкости теряет устойчивость и имеет движения. Эти движения могут переходить к оползням – потокам или смещению поверхностных земляных масс в пределах глубины пограничного твердого слоя.

При освоении подземного пространства, строительство, эксплуатация, реконструкция и реставрация подземных сооружений в сложной геологической обстановке требует индивидуального подхода и проведения комплексных нетривиальных исследований по специально разработанным программам.

УДК 624.035.4

*Солодянкин А.В., д.т. н., проф., Рубан Н.Н., асп. ГВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина*

## **ОЦЕНКА СТЕПЕНИ ВЛИЯНИЯ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ЗДАНИЯ**

**Введение.** Численность населения земли постоянно увеличивается. При этом плотность населения весьма неравномерна. Отмечается стабильный рост численности населения крупных городов мира. В некоторых высокоразвитых странах (например, в Японии) доля городских жителей достигает 80 % общей численности населения.

В таких условиях резко обостряются многие проблемы развития мегаполисов, особенно такие, как дефицит новых площадей, создание транспортных сетей, структур жизнеобеспечения и др.

В настоящее время практически все центральные районы крупных городов плотно застроены. Удобных мест для строительства остается все меньше. Поэтому строить приходится в самых неудобных местах: на косогорах, подтопляемых территориях, в непосредственной близости от уже возведенных зданий и сооружений.

Многие из существующих сооружений, рядом с которыми ведется строительство, имеют фундаменты неглубокого заложения. Устройство новых фундаментов, котлованов, использование подземного пространства под паркинги и другие объекты нарушают равновесное напряженно-деформированное состояние (НДС) грунтового основания и, в большинстве случаев, негативно влияют на существующие конструкции зданий.

Важную роль при проектировании играет инженерное обоснование конструкции объектов, технологии их строительства, дополнительных (специальных) мероприятий, которые должны обеспечить минимальные изменения НДС основания и фундамента.

Существующие нормы и эмпирические зависимости при оценке влияния нового строительства на существующие конструкции, в основном построены на упрощенной расчетной схеме и, как следствие, имеют существенные погрешности в расчетах, что не позволяет учитывать многих параметров, как самого фундамента, так и окружающего грунта.

В последнее время в связи с развитием информационных технологий, вычислительной техники и программного обеспечения, широкое распространение для решения геотехнических задач получили численные методы. Наиболее часто для этих целей используются методы конечных (МКЭ) и граничных (МГЭ) элементов.

МГЭ и МКЭ позволяют решать геомеханические задачи, аналитическое решение которых представляет значительные математические трудности. Полученные при решении результаты обладают хорошей представительностью и, при использовании адекватных математических моделей, достаточной точностью.

В статье рассматривается возможность строительства нового учебного корпуса Национального горного университета на территории внутреннего двора уже существующего 1-ого корпуса (рис. 1).

Новое здание проектируется достаточно близко к существующему, и его строительство не должно привести к деформациям основания и повлиять на целостность соседнего, поэтому важным вопросом является оценка взаимного влияния фундаментов зданий.

Таким образом **целью статьи** является оценка степени влияния нового строительства на существующее здание и обоснование параметров защитных мероприятий для предупреждения опасных деформаций фундамента.

**Обоснование защитных мероприятий при строительстве нового учебного корпуса.** На основании выполненных инженерно-геологических, лабораторных и опытных работ можно сделать следующие выводы (рис. 2):

1. Грунты слоев № 1 и № 2 насыпной и почвенно-растительный слой вследствие своей неоднородности, разрыхленности, остатков корней и растений, не могут быть использованы естественным основанием сооружения. Суммарная мощность не строительных грунтов 0,5...0,8 м.

2. Основанием фундаментов могут быть использованы грунты слоя № 3...4, ниже глубины 8,0 м от поверхности земли, т.е. ниже подошвы просадочного слоя до глубины 12,0 м.

3. Уровень грунтовых вод находится на глубине 12 м от поверхности.

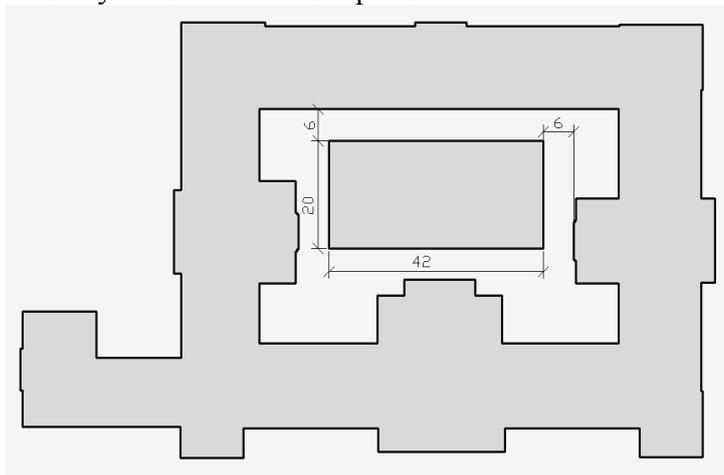
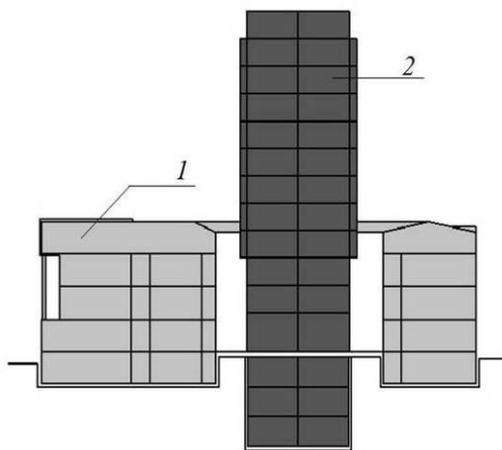


Рисунок 1 – Общий вид нового корпуса (а) и план расположения корпуса (б)

Учитывая геологические условия, для проектируемого здания принимается монолитный плитный фундамент, с заложением подошвы на глубине 10 м от поверхности.

Рассматривая условия строительства нового высотного здания во внутреннем дворе главного корпуса НГУ, в части выбора рационального способа ограждения стен котлована и защиты существующего задания от деформаций, необходимо отметить следующее.

Применение забивного шпунтового ограждения (например, шпунта Ларсена, как наиболее эффективного в сложных условиях) недопустимо из-за негативного воздействия ударных нагрузок на фундаменты близкорасположенных зданий.

Устройство ограждения котлована из труб большого диаметра часто сопровождается проблемами при бурении шнеком в техногенных грунтах, в которых встречаются остатки старых фундаментов, строительный мусор и пр.

Использование буронабивных свай в качестве ограждения котлована значительно увеличивает стоимость строящегося объекта.

Устройство «стены в грунте» траншейным способом в данных условиях неприемлемо из-за ограниченных объемов возведения ограждения, а также из-за невозможности применения громоздкого оборудования для устройства траншей и приготовления глинистого раствора.

Альтернативным вариантом является сооружение разделительной стены с применением технологии струйной цементации грунтов “jet-grouting”(рис.3). Основным преимуществом этой технологии [1] является возможность производства работ без ударных нагрузок на близко расположенные здания. Кроме того, устройство ограждения котлована из грунтобетонных свай позволяет выполнить работы с высокой производительностью, в сжатые сроки, что является особенно важным для инвестора с точки зрения эффективности затраченных финансовых ресурсов.

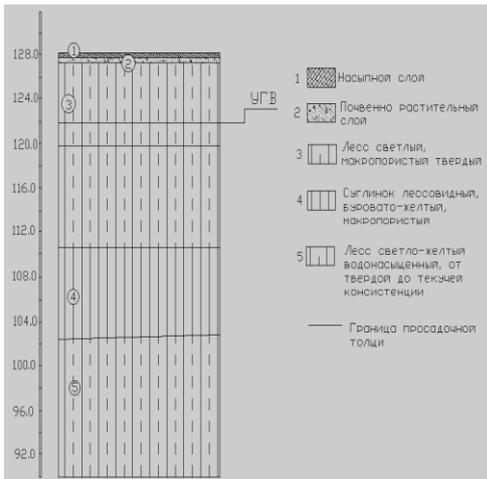


Рисунок 2 – Геологический разрез

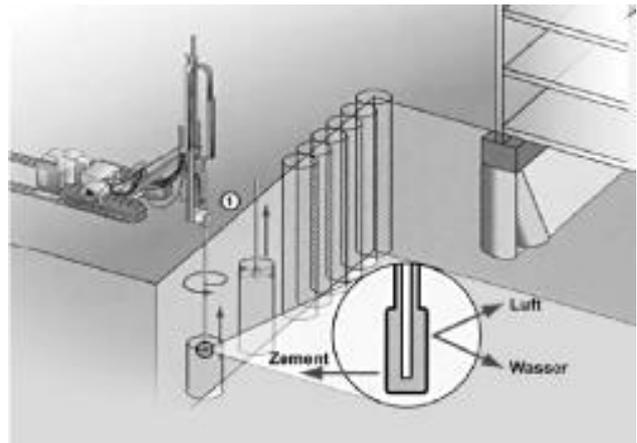


Рисунок 3 – Схема работы технологии "jet-grouting"

После затвердевания раствора вокруг скважины, в диаметре от 600 до 2000 мм, образуется новый материал – грунтобетон, обладающий высокими прочностными, деформационными и противофильтрационными характеристиками.

В качестве ограждения используют грунтоцементные вертикальные соприкасающиеся колонны, армированные стальными трубами.

**Разработка численной модели и исследование НДС основания здания при строительстве близкорасположенного нового.** Строительство нового здания рядом с существующим, ведет к перераспределению напряжений в основании. Для определения зависимости осадки здания от нагрузки на фундамент пристраиваемого с использованием разделительной стены, построена расчетная схема, представленная на рис. 4.

Рассматриваемый аналитический метод расчета имеет ряд существенных недостатков [2]:

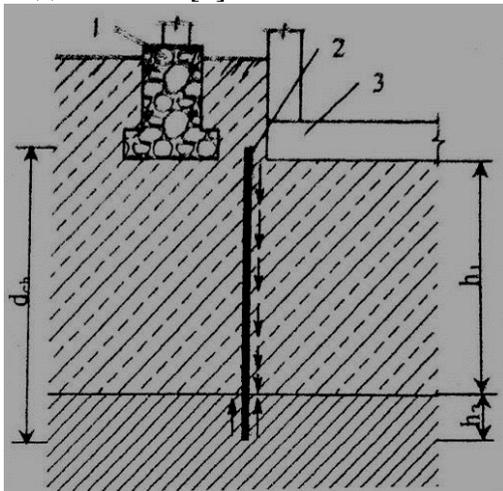


Рисунок 4 – Разделительная стена:  
1-фундамент существующего здания; 2-разделительная стена; 3- фундамент нового здания

- при оценке несущей способности стены на вертикальное нагружение не полностью учитывается ее работа в зоне  $h_1$ ;
- не учитывается вертикальное сопротивление за подошвой стенки;
- вертикальное давление, которое передается на стенку от новостроя, принимается как расчетное для каждого грунтового слоя без учёта его затухания с глубиной сжимаемой толщи;
- методом непосредственно не определяется осадка основы существующих сооружений от воздействия новостроя, т.е. не достигается главная цель проектирования стенки по деформациям – сравнение расчетных и граничных осадок;
- метод не позволяет учитывать техническое состояние существующего здания при проектировании разделительной стены.

Указанные выше недостатки существующего способа проектирования разделительной стенки можно преодолеть, если воспользоваться методикой математического моделирования напряженно-деформированного состояния системы «новострой – окружающие здания и сооружения». Математическая сторона моделирования реализуется путем решения

упругопластической задачи нелинейной механики грунтов МКЭ. Это не только позволяет оценить напряженно-деформированное состояние основания под конкретным сооружением, но и влияние разных факторов, в том числе этапов строительства и последующей эксплуатации нового здания. Процесс анализируется поэтапно от начала строительства и до определенного этапа эксплуатации новостроя.

Для получения величины дополнительной осадки на каждом этапе определялось перемещение в узлах подошвы ленточного фундамента (рис. 5). Для расчетов использовалась программа Phase.

На основании результатов пошагового моделирования были получены данные, позволяющие определить зависимость величины дополнительных осадок ленточного фундамента от нагрузки на плитный при использовании разделительной стены. Графическое представление результатов приведено ниже на рис. 6.

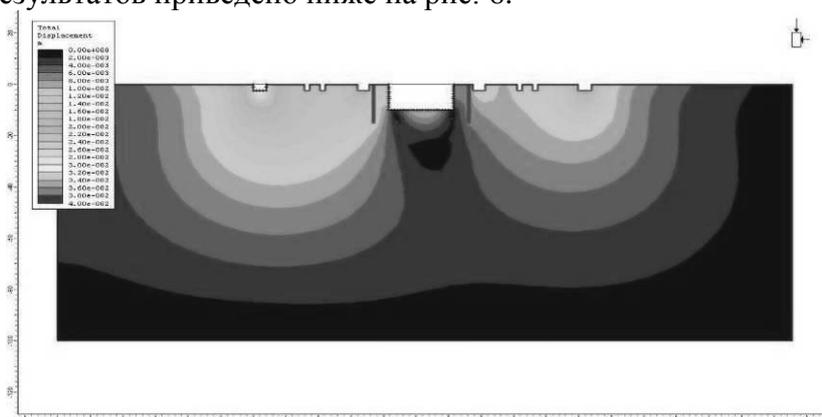


Рисунок 5 – Перемещение в узлах подошвы ленточного фундамента при строительстве здания в 12 этажной с применением разделительной стены глубиной 15 м и на расстоянии 1 м от фундамента старого здания

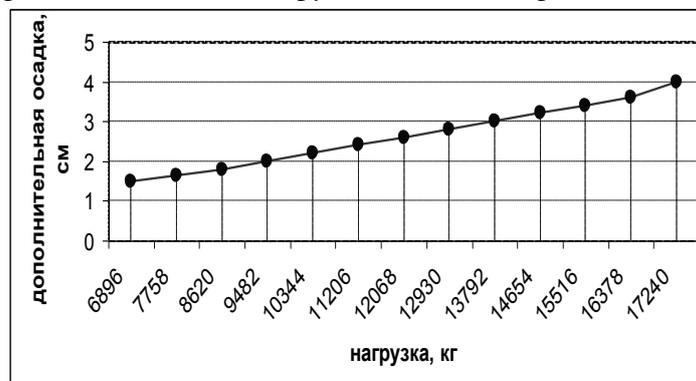


Рисунок 6 – Зависимость величины дополнительных осадок ленточного фундамента от нагрузки на ленточный фундамент с применением разделительной стены глубиной 15 м и на расстоянии 1 м от фундамента старого здания

Выполненные исследования позволили установить максимальную этажность нового здания при допустимых деформациях существующего для различных параметров разъединительной стены, значения которых приведены в табл. 1.

Анализ полученных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. Деформации фундамента существующего здания снижаются при уменьшении расстояния разделительной стены от здания по линейной зависимости, которая описывается уравнением:

$$S_{дон} = 0,2l + 1,6 \quad (1)$$

2. Деформации фундамента существующего здания снижаются при увеличении глубины разделительной стены по линейной зависимости, которая описывается уравнением:

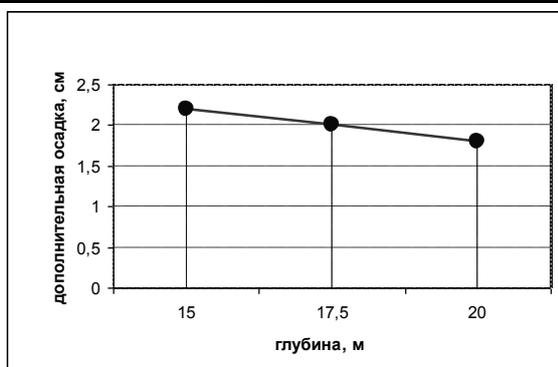
$$S_{дон} = - 0,2Н + 2,3 \quad (2)$$

**Вывод.** Зависимости, полученные в результате расчетов позволяют выбрать рациональные параметры разделительной стены для защиты существующего здания от деформаций при новом строительстве. В частности, в зависимости от технических возможностей принимаемого оборудования для создания разъединительных стен, можно рекомендовать минимальное расстояние от защитной стены до стен существующего здания.

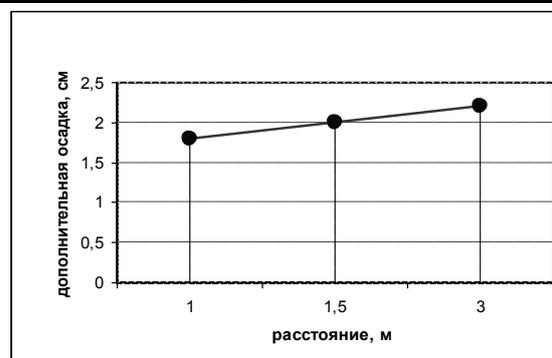
Таблица 1

Максимальная этажность нового здания при допустимых деформациях

Глубина стены, м	Расстояние до фундамента старого здания, м	Максимальная этажность	
		Всего	Наземной части
15	1	19	16
	1,5	18	15
	3	17	14
17,5	1	20	17
	1,5	19	16
	3	18	15
20	1	21	18
	1,5	20	17
	3	19	16



а)



б)

Рис. 7. График зависимости осадки фундамента от расстояния разделительной стенки от существующего здания (а); график зависимости осадки от глубины разделительной стенки (б)

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Климович К. Технология "jet-grouting": основные принципы и возможности/ К. Климович// World Underground Spase. – 1997. – №6. – С. 20-24.
2. Зоценко М.Л. Эффективность разъединительных стенок в грунте при защите существующих сооружений от влияния новостроев/ М.Л. Зоценко, О.В. Борт//Бетон и железобетон в Украине. – 2007. – №6. – С.10-14.

УДК 621.257.1

Фурдей П.Г., Ивлиева Е.О., асп. ДонГТУ, г. Алчевск, Украина

## О РАСЧЕТЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ТАМПОНАЖНО-ЗАКЛАДОЧНОЙ ЗАВЕСЫ

Основой тампонажно-закладочных смесей на базе дисперсных суспензий служат химически инертные вещества. Поэтому устойчивость тампонажных систем зависит только от взаимодействия агрессивных пластовых вод с вяжущим. Для повышения коррозионной устойчивости цемент-содержащих растворов рекомендуется:

- а) увеличение плотности раствора;
- б) подбор вещественного состава вяжущего, например, снижение содержания алюминатов в цементе;
- в) связывание растворимых компонентов, например, пуццоланизацией.

Для количественной оценки долговечности тампонажно-закладочных завес необходимо знать причины коррозионного разрушения материала, механизм и кинетику коррозии, т.е. скорость продвижения границы фазовых изменений компонента в поверхностных слоях при выраженном фронте коррозии или скорость растворения и фазовых изменений компонента в объеме в случае общей или глубинной коррозии [1].

Примером растворения компонентов вяжущего может быть коррозия выщелачивания при фильтрации воды через тело тампонажно-закладочной завесы, которая может сопровождаться выносом извести.

Рассмотрим вынос извести при фильтрации воды через тампонажно-закладочную завесу, сформированную в выработанном пространстве.

Введем обозначения:

$M_{из}$  – количество извести, вынесенной из тампонажной завесы, кг;

$Q$  – расход фильтрации через завесу, м<sup>3</sup>/с;

$C_{из}$  – средняя концентрация извести в воде после выноса ее в результате коррозии, кг/м<sup>3</sup>;

$t$  – срок службы завесы, с.

Тогда из условия материального баланса следует:

$$t = \frac{M_{из}}{Q \cdot C_{из}}, \quad (1)$$

С другой стороны, количество извести равно:

$$M_{из} = \alpha \cdot C_{в} \cdot V, \quad (2)$$

где  $C_{в}$  – содержание вяжущего в растворе, м/с;  $V$  – объем раствора, м;  $\alpha$  – коэффициент содержания извести в цементе, ед. (для портландцемента  $\alpha = 0,6$ ).

В первом приближении принимаем линейный закон фильтрации Дарси:

$$Q_s = K_{\phi} \frac{H \cdot F}{L} = K_{\phi} \frac{H \cdot V}{L^2}, \quad (3)$$

где  $K_{\phi}$  – коэффициент фильтрации тампонажно-закладочной завесы, м/с;  $H$  – гидростатический напор, м;  $F$  – площадь фильтрации, м<sup>2</sup>;  $L$  – путь фильтрации, м.

Подставляя (2 и 3) в (1), получим срок службы завесы:

$$t = \frac{\alpha \cdot C_{ц} \cdot V \cdot L^2}{K_{ф} \cdot H \cdot V \cdot C_{из}} = \frac{0,6 \cdot C_{ц} \cdot L^2}{K_{ф} \cdot H \cdot C_{из}}, \quad (4)$$

или перейдем в годы:

$$t = \frac{10^{-7} \cdot C_{ц} \cdot L^2}{K_{ф} \cdot H \cdot C_{из}} = K \cdot L^2 \text{ (годы)}, \quad (5)$$

где  $K$  – коэффициент условий работы завесы.

Как видно из полученного выражения, срок службы тампонажно-закладочной завесы будет тем дольше, чем больше ее толщина, т.е. путь фильтрации  $L$ , чем больше величина  $\frac{C_{ц}}{C_{из}}$ , т.е. чем меньше цемента подвергалось выщелачиванию и чем меньше коэффициент фильтрации  $K_{ф}$  водоизоляционного материала.

При послыном разрушении закладочного материала, т.е. в том случае, когда существует ярко выраженный фронт коррозии, например, при воздействии сероводородных или сульфатно-сероводородных вод, необходимо определить фазовые и физико-механические изменения тампонажно-закладочного материала, обусловившие глубину его коррозионного поражения во времени. Для этого можно воспользоваться методом предложенным в [2] и результатами экспериментальных исследований в [1].

Таблица 1

Расчетные значения срока службы тампонажной завесы в зависимости от радиуса [1].

Толщина, м	1	2	3	10	30
Срок службы завесы по содержанию $CaO$ , мес.	57,1	74,1	86,4	136,3	206,6
Срок службы по $P_m$ , мес.	28,9	50,4	69,7	182,5	439,4

Результаты исследования пластической прочности тампонажной завесы по ее глубине приведены на рис. 1.

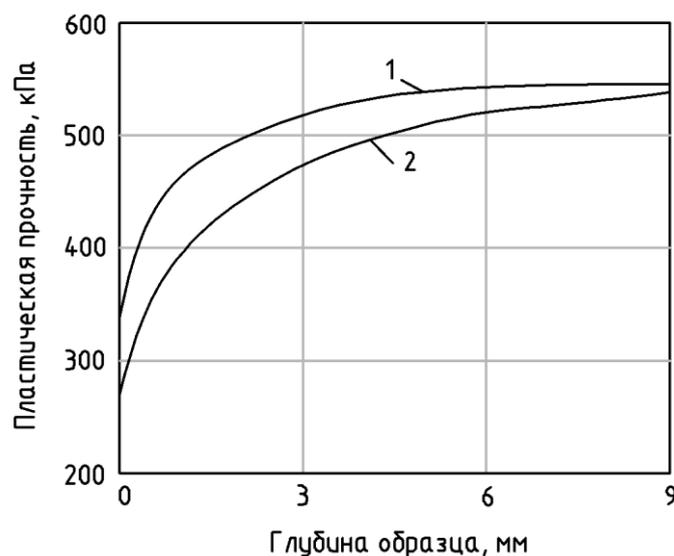


Рисунок 1 – Пластическая прочность глиношлаковых образцов раствора в зависимости от глубины образца при гидратации в сульфатной среде (сроки гидратации 6 и 10 месяцев)

Как видно из приведенных результатов, рассчитанные различным способом значения срока службы тампонажной завесы в интервале характерных толщин тампонажно-закладочных завес сравнимы между собой, что свидетельствует о правильности выбранного способа оценки.

Таким образом, среднюю по завесе пластическую прочность можно выбрать в качестве критерия устойчивости тампонажной завесы в условиях агрессивных пластовых вод.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Проектирование глиноцементных тампонажных растворов в горном деле: Монография / [Э.Я. Кипко, Н.А. Дудля, Н.Н. Тельных, А.В. Попов, Е.Г. Цаплин]. – Днепропетровск: Издательский дом «Андрей», 2008. – 176 с.
2. Булатов А.И. Управление физико-механическими свойствами тампонажных систем / А.И. Булатов. – М.: Недра, 1976. – 248 с.

УДК 622.281

*асс. Халимендик О.В., каф. БГМ, Державний ВНЗ «НГУ», м. Дніпропетровськ, Україна*

#### ДО ОБҐРУНТУВАННЯ КОМПЛЕКСУ ЗАХОДІВ З ПІДВИЩЕННЯ ТРИВАЛОЇ СТІЙКОСТІ ПІДЗЕМНИХ ВИРОБОК ШАХТ ДОНБАСУ

Однією з основних проблем для національного вугільного комплексу, пов'язаного зі специфікою підземного видобутку вугілля, є необхідність постійного створення та підтримки мережі капітальних та підготовчих виробок, які в наслідок збільшення глибини розробки (рис. 1), при неминучому збільшенні площі перетину, будуть знаходитись під впливом підвищеного гірничого тиску.

Аналіз стану протяжних гірничих виробок вугільних шахт (рис. 2), насамперед українського Донбасу та узагальнення практичного досвіду, свідчить про те, що зонах підвищеного гірничого тиску традиційні види кріплення та існуючі засоби охорони і підтримки не можуть ефективно забезпечувати тривалу стійкість системи «кріплення-виробка-масив».

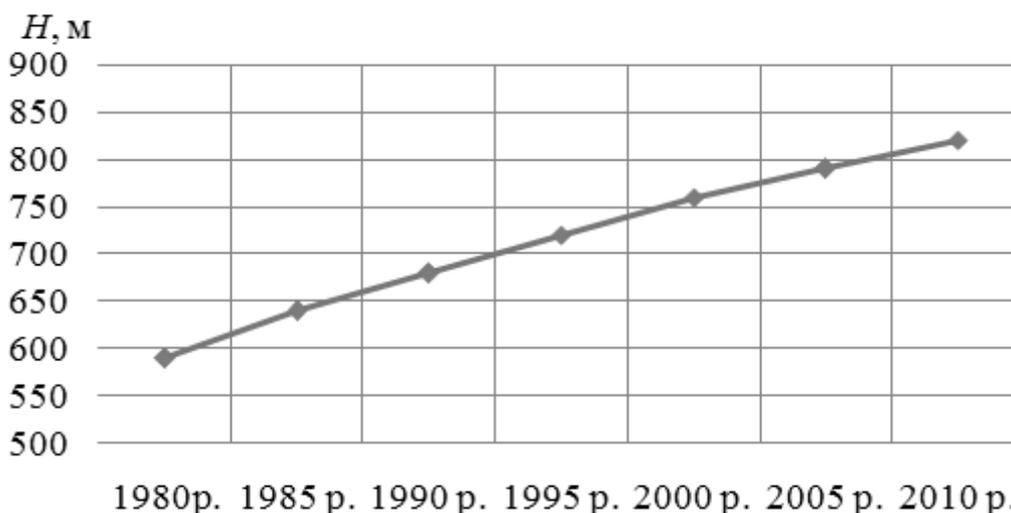


Рисунок 1 – Середня глибина розробки на вугільних шахтах Донбасу

Актуальною проблемою даного напрямку є вибір і обґрунтування раціональних способів підвищення стійкості капітальних виробок в умовах великих зміщень породного контуру.

Для ефективного рішення проблеми забезпечення стійкості виробок глибоких шахт, в першу чергу, необхідне узагальнення досвіду застосування різноманітних засобів і заходів з оцінкою можливості їх раціонального використання у складних гірничо-геологічних умовах Українського Донбасу, оскільки в його межах знаходяться найбільша частина розвіданих і підготовлених до видобутку запасів (рис. 3).

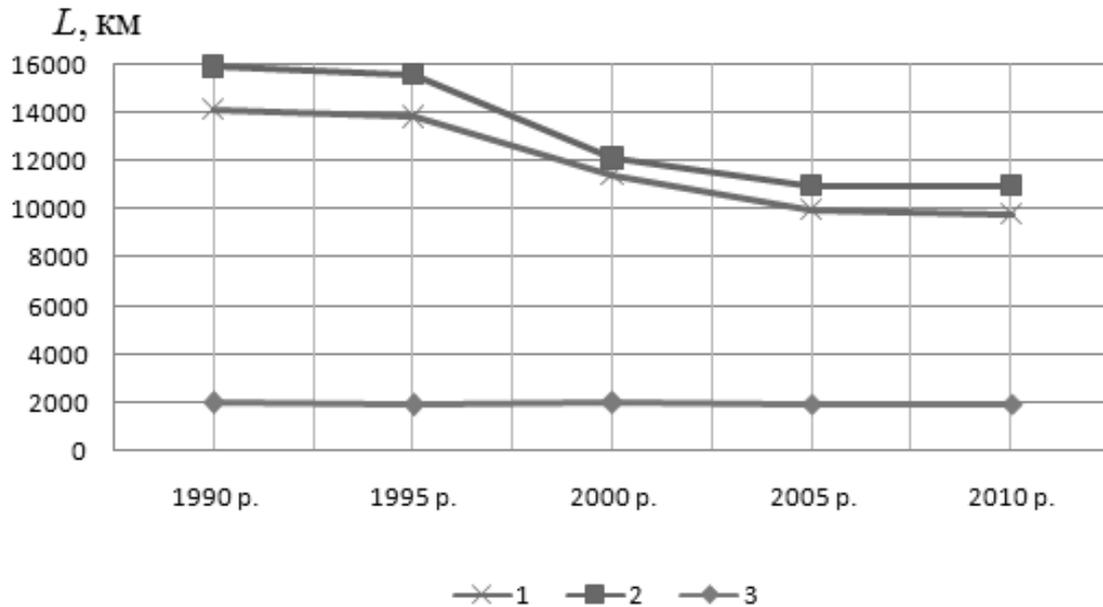


Рисунок 2 – Стан гірничих виробок шахт України



Рисунок 3 – Вугільні басейни України

На сьогоднішній день використовується багато видів кріплення, що мають різноманітну форму, конструкцію і матеріал, по різному співпрацюють з вміщуючим породним масивом. Однак, не зважаючи на їх різноманіття традиційні види кріплення не в змозі забезпечити сучасні потреби гірничої промисловості. У зв'язку з цим необхідно обґрунтування нових більш перспективних способів забезпечення стійкості.

Слід відзначити, що всі традиційні способи забезпечення стійкості гірничих виробок, в залежності від їх впливу на механічний стан масиву, можна розділити на активні (засновані на керуванні НДС масиву) та пасивні (забезпечують стійкий стан виробки без зміни НДС масиву).

Для умов «великих глибин» необхідно застосування комбінованих систем, які будуть поєднувати в собі переваги активних та пасивних засобів забезпечення стійкості і будуть вільні від критичних недоліків, які заважають ефективному застосуванню традиційного кріплення. Крім того, для досягнення поставленої мети необхідно застосовувати комплексний підхід, який має включати:

- створення заданого керованого напружено-деформованого стану породного масиву за рахунок вибору раціональної форми перетину виробки, взаємного розташування виробок, розміщення виробок в розвантажених областях масиву, зниження напружень в оточуючому виробку масиві, тощо;

- раціональне розміщення виробки в масиві (проведення виробки у відносно міцних породах, орієнтування виробки відносно напластування та систем тріщин);

- використання раціональної технології гірничо-будівельних робіт (послідовність робіт з виїмки породи та кріплення, способу виїмки породи, тощо.).

Слід відзначити той факт, що в складних гірничогеологічних умовах кріплення повинно мати значну податливість. Однак, основним стримуючим фактором у цьому випадку є те, що для виробок з тривалим строком служби необхідне жорстке кріплення, яке буде зберігати свою форму та розміри весь час експлуатації.

Рішенням проблеми може стати використання комбінованих обмежено податливих систем кріплення, що будуть поєднувати переваги податливих конструкцій з необхідною жорсткістю. При цьому забезпечити податливість можливо як конструктивно, так і технологічно.

Аналіз досвіду застосування різноманітних засобів підвищення стійкості виробок в складних геомеханічних умовах Центрального Донбасу дозволяє виділити наступні найбільш ефективні з них:

- застосування комбінованого технологічно податливого замкнутого кріплення, що використовує несучу здатність приконтурного масиву порід на прикладі різновидів кріплення АНТ, ШСНТ та ін.;

- застосування анкерно-рамного кріплення з використанням систем заповнення закріпного простору синтетичними спіненими матеріалами на зразок продукції фірми «А. WEBER», рукавів «Буллфлекс» або тампонажу;

- локальне застосування посилюючих елементів металевих кріплення в зонах з ускладненою геологією (посилення верхняка відрізком профілю, тросовою стяжкою, традиційними та канатними анкерами, тощо.) для мінімізації негативної дії підвищеного гірничого тиску.

При цьому в умовах інтенсивного здирання порід підосви виробки, майже не єдиним ефективним засобом забезпечення стійкості протяжних виробок є використання замкнутих систем кріплення кільцевого типу або зі зворотного склепіння.

Наукове видання

ПЕРСПЕКТИВИ ОСВОЄННЯ ПІДЗЕМНОГО ПРОСТОРУ  
МАТЕРІАЛИ 6-Ї МІЖНАРОДНОЇ НАУКОВО-ПРАКТИЧНОЇ  
КОНФЕРЕНЦІЇ МОЛОДИХ УЧЕНИХ, АСПІРАНТІВ І СТУДЕНТІВ  
(Російською мовою)

Доповіді подано в редакції авторів.

Відповідальний за випуск С.М. Гапеев.

Комп'ютерна верстка О.В. Халимендик.

Підписано до друку 06.06.2012. Формат 30x42/4.  
Папір офсетний. Ризографія. Ум. друк. арк. 4,9.  
Обл.-вид. арк. 4,9. Тираж 300 пр. Зам. № \_\_\_\_.

Підготовлено до друку та видруковано у Державному ВНЗ “Національний  
гірничий університет”.

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру ДК № 1842. від 11.06.2004  
49005, м. Дніпропетровськ, просп. К. Маркса, 19.