



7-а Міжнародна науково-практична конференція
молодих учених, аспірантів та студентів

**«ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ
БУДІВЕЛЬНИХ ТЕХНОЛОГІЙ»**

МАТЕРІАЛИ КОНФЕРЕНЦІЇ

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



ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

МАТЕРИАЛЫ

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

18 – 19 АПРЕЛЯ 2013 ГОДА

КОНФЕРЕНЦИЯ ПОСВЯЩАЕТСЯ
50-ЛЕТИЮ ЗАПАДНОГО ДОНБАССА

Днепропетровск 2013

УДК 69:622.012.002.2: 622.268.13
ББК 38.6:33.14:33.15
П27

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;
К.С. Причина аспірант кафедри будівництва і геомеханіки.

Перспективи розвитку будівельних технологій [Текст]: матеріали 7-ї міжнародної науково-практичної конференції молодих учених, аспірантів і студентів, 18–19 квітня 2013 р. [присвячена 50-річчю Західного Донбасу] / редкол.: О.М. Шашенко [та ін.]– Д.: Національний гірничий університет, 2013. – 148 с. – Рос. мовою.

ISBN

Подано результати наукових досліджень молодих учених, аспірантів і студентів у різних напрямках розвитку будівельних технологій, що були розглянуті на засіданні секції 7-ї міжнародної науково-практичної конференції “Перспективи розвитку будівельних технологій”. Конференція проходила у рамках діяльності Науково-освітнього центру підземної урбаністики Державного ВНЗ «Національний гірничий університет» (Україна), Московського державного гірничого університету (Росія).

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

УДК 69:622.012.002.2: 622.268.13
ББК 38.6:33.14:33.15

© Державний ВНЗ «Національний гірничий університет», 2013

ISBN

СОДЕРЖАНИЕ

<i>А.Н. Шашенко, А.В. Солодянкин</i> Западному Донбассу – 50 лет!.....	6
<i>Г.В.Бабиюк, В.Ф.Пунтус, М.М. Дубина</i> Технология крепления выработок сталеполимерными жестко-податливыми анкерами.....	15
<i>А.Н. Шашенко, В.Н. Журавлев, М.С. Дубицкая</i> Анализ виброакустического зондирующего сигнала неоднородного породного массива первым приближением функции Грина.....	19
<i>С.П. Минеев, Л.В. Феськова, Ю.П. Брагунцова</i> Оценка потерь теплоэнергии одиночно стоящего здания.....	21
<i>В.Г. Кравець, Д.В. Філько</i> Особливості та умови формування властивостей техногенних ґрунтів.....	26
<i>В.И. Голик, С.А. Масленников, К.Д. Прокопенко</i> К вопросу о добыче металлов из техногенных месторождений.....	31
<i>Е.О. Ивлиева, П.Г. Фурдей</i> Формирование искусственного основания фундаментов на подработанных территориях.....	34
<i>А.М. Самедов, О.С. Тарасюк, Я.О. Колесникова</i> Влияние температуры воды с химическими реагентами на разрушение горных пород.....	38
<i>А.С. Иванов, В.О. Комаров, Д.Э. Гвинианидзе</i> Анализ основных факторов, влияющих на процесс обрушения кровли, в условиях интенсификации горных работ.....	42
<i>А.М. Самедов, О.С. Тарасюк, О.Ю. Кравець</i> Изменение объемных деформаций лессовидных суглинков при гидростатическом сжатии.....	46
<i>Г.В. Бабиюк, А.А. Леонов, Р.В. Замаев</i> Теоретические исследования узлов податливости распорно-податливой крепи с вкладышами.....	50
<i>Г.Г. Литвинский, Р.В. Мартыщенко</i> Исследования решётчатой затяжки для рамной крепи горных выработок.....	54
<i>Т.С. Мацюк, О.О. Фролов</i> Методика встановлення несучої здатності станції метрополітену колонного типу.....	58

<i>А.М. Самедов, Н.С. Мацюк</i> О фазовых превращениях горных пород при гидротермальных условиях от высокой температуры тепловых сооружений.....	60
<i>А.А. Миколута</i> Обоснования способа повышения устойчивости выработок в условиях пучащих пород «ДТЭК Павлоградуголь» «Шахтоуправления Першотравенское».....	62
<i>С.Г. Негрей, В.Н. Мокриенко, Д.Н. Курдюмов</i> Изучение влияния формы охранного сооружения возводимого вдоль подготовительной выработки, проведенной вслед за лавой, на механизм смещений подстилающих его пород	65
<i>Е.С. Причина, И.Ю. Булич, А.В. Шаповал</i> Анализ устойчивости грунтовых откосов с применением численных и аналитических методов расчета.....	69
<i>А.Ю. Прокопов, В.В. Лещенко, Е.В. Тыняная</i> Анализ проблем сооружения тоннелей на авто-магистрале «Дублер Курортного проспекта» в г. Сочи.....	73
<i>А.Ю. Саратов, Е.И. Ганишина, Г.Г. Литвинский</i> Оптимизация конструкции железобетонной затяжки шахтной крепи.....	77
<i>Б.Н. Андреев, С.С. Сергеев</i> Пути совершенствования технологии проходки горизонтальных выработок с использованием современных проходческих комплексов.....	80
<i>Л.В. Шайдецька, А.О. Добровольська, Н.С. Мацюк</i> Використання практичних методів розрахунку кінцевих деформацій основ фундаментів.....	83
<i>Д.И. Шинкарь</i> Технология возведения крепи с управляемым режимом работы.....	86
<i>М.І. Сергієнко, С.М. Стасюк</i> Порівняльна характеристика бурових станків СБШ-250 та «Atlas Copco» на кар'єрах України.....	89
<i>І.В. Стецьків, М.І. Сергієнко</i> Ефективність застосування плаваючих бурових установок для видобутку нафти та газу на Україні.....	91
<i>Н.А. Шевчук, Л.В. Шайдецька, О.С. Тарасюк</i> Аспекти впливу гірничодобувних робіт на природне середовище.....	93
<i>Р.Н. Терещук, М. Каналес</i> Влияние вариации прочностных свойств пород и глубины разработки на однородный приконтурный массив, закрепленный одиночным анкером.....	97

<i>А.М. Самедов, Д.В. Ткач</i> Влияние глубины заложения подземных сооружений на разрушение прилегающих объектов в присутствии слабого подстилающего слоя и динамических воздействий.....	100
<i>К.С. Ткачева</i> Перспективы применения блочной крепи вертикальных стволов.....	104
<i>А.М. Самедов, О.О. Юргеля</i> Фильтрации к ленточным прерывистым дренажам при одностороннем притоке воды.....	107
<i>В.В. Ваннічна, А.М. Городиська, О.З. Пасько</i> Аналіз існуючих способів підземного будівництва методами мікротунелювання та прохідницьким щитом.....	110
<i>В.З. Ващук, О.П. Скоростинська, О.О. Фролов</i> Моделювання дії вибуху подовженого заряду в лабораторних умовах.....	115
<i>С.Н. Гапеев, А.В. Халимендик, А.В. Халимендик</i> Анализ существующих подходов при решении задач обеспечения устойчивости сопряжений аналитическими методами.....	118
<i>В.В. Крысан, Е.И. Нестерова, Е.С. Причина, В.И. Марченко</i> К вопросу адекватного определения деформационных и реологических характеристик водонасыщенного глинистого грунта при циклической нагрузке.....	120
<i>В.В. Крысан, Е.А. Шокарев, А.В. Шаповал, В.А. Легенченко</i> Методика учета взаимного влияния фундаментов на грунтовом слое конечной толщины.....	125
<i>А.О. Бичек, В.М. Лучко, Л.Д. Владимирова</i> Технологія спорудження будівель з дерева.....	130
<i>Н.С. Філіпова</i> Использование неэлектрической системы инициирования Примадет.....	134
<i>Г.В. Бабиюк, Д.В. Хименеу</i> Моделирование процесса разрушения пород вокруг выработки от растяжения.....	138
<i>О. Саїтова, Г.П. Іванова</i> Катастрофічні явища в природі і техніці.....	142
<i>Е.А. Яворская, В.В. Ковбаса</i> Проведение вентиляционной скважины на шахте «Юбилейная» ПАО «ДТЭК Павлоградуголь».....	146

УДК 622.25/15:539.2/15

Шашенко А.Н., д.т.н., зав. кафедрой, Солодянкин А.В., д.т.н., проф., каф. СГМ, Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепропетровск, Украина

ЗАПАДНОМУ ДОНБАССУ – 50 ЛЕТ!

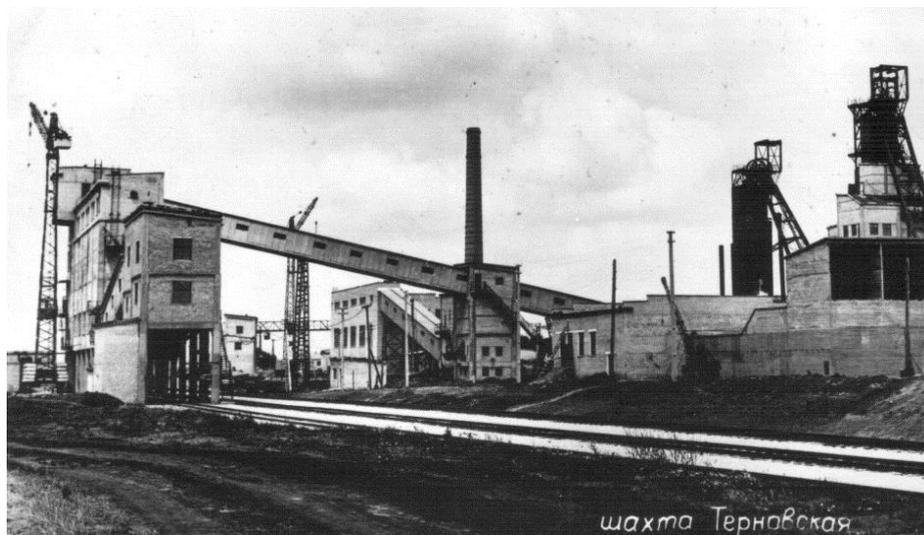
Летом 2013 года исполняется 50 лет с начала промышленной разработки залежей каменного угля в Западном Донбассе. Отсчет летописи угледобывающего производственного объединения и его многочисленного трудового коллектива, начался с ввода в эксплуатацию в 1963 году шахты "Першотравнева".



За пятнадцать лет до этого в восточной части Днепропетровской области появились геологоразведчики, за ними – шахтостроители.

Огромный вклад в становлении и развитии этого крупнейшего объединения в СССР внесла кафедра строительства и геомеханики НГУ, в те годы – Строительства шахт и подземных сооружений Днепропетровского горного института, выпускавшая горных инженеров-строителей и проводившая научные исследования в области геомеханики и строительства протяженных выработок [1].

Еще в 1949 году правительство СССР принимает постановление о строительстве первой разведочно- эксплуатационной шахты на территории Павлоградского района – на окраине села Терновка. Но строительство шахты «Терновская» начали только в начале 1952 года. Первые тонны угля были выданы нагору в июне 1959 года. Промышленные исследования показали, что он вполне пригоден для коксования. Это позволило значительно сокра-



титель срок службы шахты как экспериментальной – в октябре того же года предприятие останавливается на реконструкцию под промышленную добычу с проектной мощностью 900 тыс. тонн угля в год.



Проходка ствола на шахте «Павлоградская». Комсомольско-молодежная бригада. Справа – студенты С. Рева и С. Маркин. 1963 г.

Параллельно велось строительство другой шахты – «Першотравневой», которая в августе 1963 года вступила в строй первой в Приднепровье. Годом позже закончилась реконструкция блока № 1 «Герновской». Одновременно интенсивными темпами велось строительство еще трех шахт, а также закладывались новые.

На базе двух уже действующих шахт в январе 1965 года создан трест «Павлоградуголь»,

который затем был реорганизован в производственное объединение по добыче угля «Павлоградуголь».

Первые шахты строились шахтостроителями треста «Красноармейскшахтострой». Удаленность оперативного управления новостройкой и огромные объемы строительства привели к организации в ноябре 1958 года треста «Павлоградшахтострой». Четырьмя годами позже трест реорганизован в комбинат «Днепрошахтострой», а в 1965 году за высокие показатели в области строительства новых шахт коллектив комбината награжден орденом «Знак Почета».

Почти каждый год сдавалась в эксплуатацию новая шахта: 1965 год – «Степная», 1968 – «Павлоградская», 1970 – «Юбилейная», 1971 – «Благodatная», 1972 – «Самарская», 1974 – введена в эксплуатацию крупнейшая в Европе Центральная обогатительная фабрика, 1975 – шахта «Днепровская» [2].

В последующие годы были введены в строй шахты: в 1979 году – им. Ленинского Комсомола Украины, 1979 – им. Героев космоса, в 1982 – им. Н.И. Сташкова.

Особенности геологического залегания угольных пластов, их высокая обводненность, низкая прочность вмещающих пород резко отличались от условий Центрального Донбасса.



Командировка на шахту Западно-Донбасская № 2, ныне «Степная». Слева направо: инженер, А.М. Бардус, С.Н. Рева, Н.Г. Трупак, А.П. Максимов (зав. кафедрой СШ и ПС), Е.И. Тимохин. Цель поездки – ознакомление с работой установки УЗТМ для безлюдной проходки стволов диаметром 6 метров и глубиной до 400 метров

Многие факторы были учтены еще на стадии проектирования шахт. Но с началом строительства потребовался срочный поиск новых, нетрадиционных методов и подходов для решения существующих проблем.

К решению комплекса научно-технических задач были подключены многие организации, в т.ч. институт «Днепрогипрошахт», комбинат «Днепрошахтострой», ДонУГИ, УкрНИИУглеобогащение, а также кафедры Днепропетровского горного института.

В мае 1964 г. в ДГИ была создана научно-исследовательская лаборатория по проблемам развития Западного Донбасса.

В числе основных задач лаборатории было исследование геологии и гидрогеологии района, изыскание рациональных схем вскрытия и систем разработок, исследование способов проведения, крепления и охраны выработок, исследования в области механизации и автоматизации производственных процессов, прогноза газообильности шахт, дегазации угольных пластов и ряд других.

Разнообразие решаемых задач определил межкафедральный характер лаборатории. Основу кадрового обеспечения лаборатории составляли сотрудники кафедры подземной разработки месторождений. Руководителем лаборатории с момента ее образования был кандидат технических наук

Н.Т. Гришко. Более 20 лет в ОНИЛ-1 проработал заведующий лабораторией физики горных пород кафедры СШ и ПС Дорошев В.П. в должности научного сотрудника.

Свой вклад в решение проблем освоения нового угольного района внесла и кафедра



Всесоюзный симпозиум по геомеханике. Участники: (слева направо) аспирант Рева С.Н., аспирант Гузченко В.Т., зав. лаб. ОНИЛ-1 Гришко Н.Т. 1965 год.



Аспиранты Рева С.Н. и Усаченко Б.М. на шахте Благодатная, 1966 год



Рева С.Н. на ш. Павлоградская. Подготовка растворонасоса для тампонажа. 1968 г.

строительства шахт и подземных сооружений.



А.П. Максимов. 1967 год

Среди технических решений по технологии угледобычи, разработанных и реализованных на шахтах Западного Донбасса с участием сотрудников кафедры, большой эффект принесли: совершенствование способов проходки, крепления и поддержания выработок; разработка и внедрение новых способов повышения устойчивости выработок путем упрочнения пород; разработка и внедрение новых способов крепления выработок в условиях сильного пучения почвы трехзвеньеовой арочной крепью с обратным сводом и др.

В эти годы под руководством профессора Максимова А.П. выполняется ряд научно - исследовательских работ, работают над диссертациями аспиранты, докторанты и соискатели, результаты широко внедряются в производство, давая большой экономический эффект.

Большой объем исследований свойств и трещиноватости горных пород, как основы для выбора рациональных крепей и прогноза устойчивости капитальных выработок, выполнен С.Н. Ревою. Результаты этой значительной работы составили основу его диссертации.

В связи с широким применением в горнодобывающей отрасли набрызгбетонирования и тампо-

нажа, появилась необходимость в научном обосновании тампонажных составов для различных условий. Аспирантом В.В. Евтушенко были получены составы, имеющие минимальные потери при бетонировании породного контура выработок и защищена кандидатская диссертация.

Будучи уже кандидатом технических наук, Евтушенко В.В. продолжал работу бригадиром бригады тампонажников на шахтах Западного Донбасса, совершенствуя технику и технологию тампонажных работ. Случай уникальный и заслуживающий уважения. В 1978 году вышла в свет монография А.П. Максимова и В.В. Евтушенко "Тампонаж горных пород".

В результате комплексных исследований, выполненных Евтушенко В.В. и Выгоди-



Собрание по случаю сдачи шахты 16/17 в эксплуатации. На трибуне – начальник комбината «Днепрошахтострой» Непон Н.Р. – выпускник кафедры СШ и ПС

ным М.А., обоснованы параметры рамно-анкерных крепей и технология их сооружения для капитальных горных выработок.



Лауреаты Государственной премии СССР. Слева направо: 1-й ряд – О.И.Авраменко, Г.В.Шатов, Г.С.Пиньковский, А.И.Макагон, В.С.Мочков, 2-й ряд – И.Д.Войтович, Н.Т.Гришко, В.Н.Козырев, И.М.Глуходед



Сооружение копра на шахте им. Героев космоса

Изучением проявлений горного давления в основных выработках шахт Западного Донбасса с целью выбора рациональных параметров крепей занимался соискатель В.И. Стыцин.

В 1975 году за эффективное освоение нового угольного месторождения 10 ведущих специалистов объединения «Павлоградуголь», комбината «Днепрошахтострой», института «Днепрогипрошахт» и Днепро-

петровского горного института удостоены Государственной премии СССР. В числе лауреатов премии – О.И. Авраменко – начальник комбината «Днепрошахтострой», выпускник кафедры СШ и ПС.

В структуре объединения «Павлоградуголь» и комбината «Днепрошахтострой» работают выпускники кафедры, занимая и высшие руководящие должности. Так, директором дирекции строящихся предприятий Западного Донбасса был Венетулис А.Н.

Начальниками комбината «Днепрошахтострой» в разные годы были: Авраменко О.И., Непоп Н.Р., Выгодин М.А.

Главным инженером комбината «Днепрошахтострой» были: Петрушенко Б.И., Пиньковский О.Г.

Директорами шахт объединения в разные годы были:

- Пушкаренко Н.Н. – шахта «Благодатная» (1991-1996 гг.);
- Жилко С.А. - шахта имени Героев космоса (1998-2000 гг.);
- Фомичев В.М. – шахта «Павлоград-

ская» (2001-2002 гг.);

- Мартовицкий А.В. – шахта «Юбилейная» (2006-2007 гг.).

В дирекции производственного объединения «Павлоградуголь» работали:

- директором по капитальному строительству Непоп Н.Р.;

- директором по производству Фомичев В.М.

Практики студентов после 2, 3 и 4 курсов, и преддипломная на 5 курсе проводятся на шахтах Западного Донбасса и объектах шахтостроительного комбината «Днепрошахтострой». Традиционным в 1970-80-е годы стало получение квалификации проходчика 4-5 разряда уже после прохождения учебно-технологической практики.

В эти же годы был внедрен опыт совмещения учебно-практической подготовки студентов шахтостроителей и оказания помощи при строительстве новых шахт Западного Донбасса.

Примером является ударная работа строительного отряда «Шахтостроитель-72», руководителем которого был ассистент кафедры СШ и ПС В.И. Кийко.

Строительный отряд был сформирован из студентов 2-го курса шахтостроительной и горной специальности для своевременной сдачи в эксплуатацию наиболее мощной в объединении Павлоградуголь шахты Западно-Донбасская № 20-23.

Идея этого уникального учебно - производственного эксперимента состояла в объединении учебной горной практики с работой в строительном отряде.

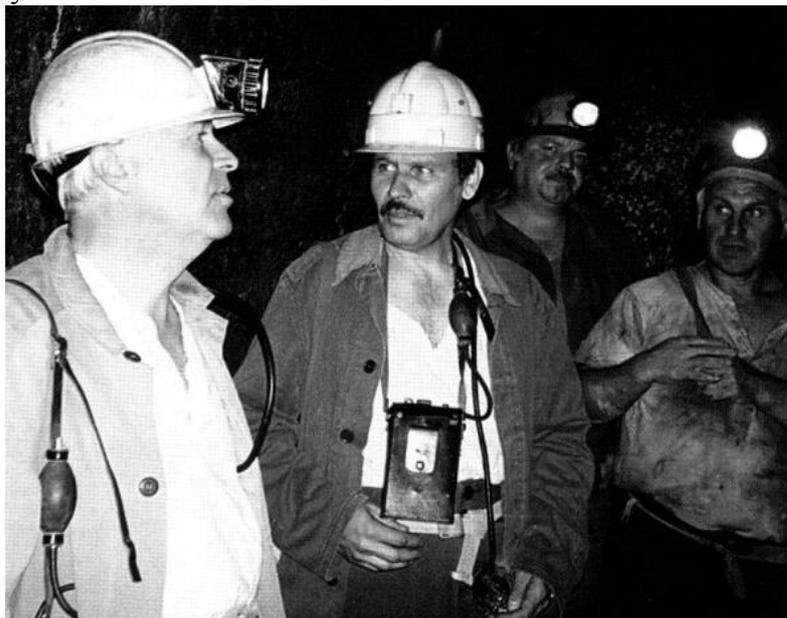
Командиром отряда был Владимир Полтавец, комиссаром – Михаил Выгодин (впоследствии - начальник комбината «Днепрошахтострой»). Студенты стройотряда (68 чел.) работали на пусковых объектах ШСУ № 3: выполняли работы по тампонажу и оформлению проектного сечения откаточных и вентиляционных штреков, а также на строительстве двух птицефабрик.

Работа проводилась под руководством опытных рабочих и ИТР. Одновременно выполнялись задачи практики – перед началом смен студенты слушали лекции, намеченные программой практики, знакомились с поверхностными и подземными комплексами сооружений, изучали опыт передовых проходческих бригад. После смен знакомились с технической документацией отделов и участков.

Все задачи этого учебно- производственного эксперимента были решены, отчет о практике выполнен в полном объеме и на высоком качественном уровне. Освоено 78950 рублей сметной стоимости строительства.

От руководства пускового объекта и штаба республиканской ударной комсомольской стройки шахты Западно-Донбасская № 20-23 комбината «Днепрошахтострой» получены высокие отзывы. Из числа отличившихся бойцов строительного отряда – студенты шахтостроители С. Хараташвили, В. Шмаков и другие [3].

В советский период работы ПО «Павлоградуголь» был установлен рекордный показатель по проведению горных выработок – 165,2 км. В 1989 году был достигнут рекордный уровень добычи – 14,3 млн. тонн угля. Всего за прошедшие годы добыто 439,0 млн. тонн угля и пройдено 4847,4 км выработок.



Главный инженер «Днепрошахтостроя» Олег Пиньковский и главный инженер шахты им. Героев космоса Николай Пундик осматривают новую выработку

БУДУЮТЬ СТУДЕНТИ-ГІРНИКИ

На початку року до гірничого інституту з комбінату «Дніпрошахтобуд» звернулися з проханням направити на їх об'єкти студентський будівельний загін. Щоб вчасно злати в експлуатацію найпотужнішу в Павлоградському вугільному районі шахту «Західнодонбаська» № 20—23, потрібна була студентська допомога.

На цей час будзагони інституту вже розподілили за підприємствами та новобудовами країни. Та вихід знайшли. Виявила думка про створення ще одного загону бійців, але не зовсім звичайного. Студенти другого курсу шахтобудівничої та гірничої спеціальностей ще склали екзамен, та ввечері з гуртожитку вже обговорювалась ідея поєднання учбової гірничої практики з роботою в будівельному загоні. Обласний штаб студентських будзагонів підтримав почин гірників.

Комітет комсомолу інституту затвердив керівництво будзагоном (командир Володимир Полтавець, комісар Михайло Вігоїні), було проведено організаційні збори та інструктаж бійців з техніки безпеки.

Весняну сесію успішно складено. На початку липня в се-

лице Терніське приїхало 68 бійців. Невдовзі коло гуртожитку в'язився високий флагшток з червоним вінпелом загону «Шахтобудівник-72», а над входом гасло «Даеш 50 процентів понад норму на честь 50-річчя утворення СРСР!». Загін допомагатиме третьому шахтобудівничому управлінню, яке споруджує шахту «Західнодонбаська» № 20—23.

Визначено обсяг робіт. Бійці оформлені на посади кріпильників, за студентськими ланками закріплені досвідчені робітники. Трудовий семестр будзагону розпочався.

У відкаточних та вентиляційних панельних штреках шахти хлопці виконували роботи по тампонажу та впорядкуванню проектного перерізу виробок. За ними короткими термінами криється надто трудомістка робота ще з добрим десятком спеціальних технічних найменувань. Треба сказати і про об'єкт, розташований на поверхні. Потрібно було швидко, до початку дощів відкрити утеплювачем та асфальтом дві птахоферми, загальною площею 2 000 квадратних метрів.

В газеті «Шахтобудівник-72» можна було прочитати про успіхи та трудові загоны. Завдяки кропіткій опці робітників-

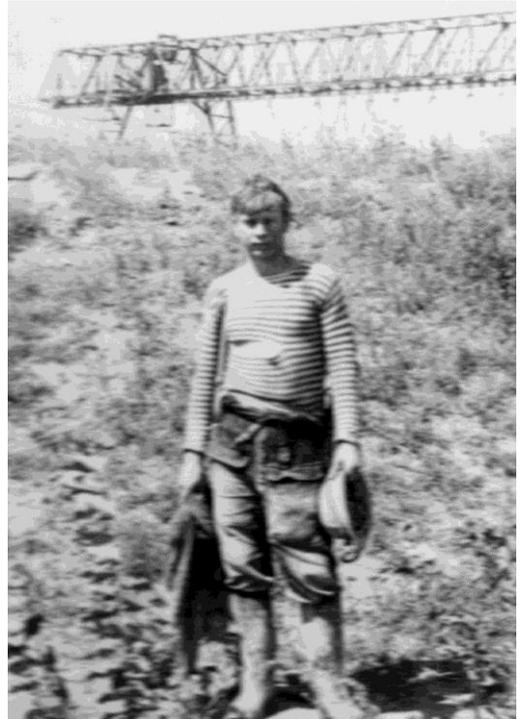
бішли на недільник по впорядкуванню проммайданчика шахти. Всі кошти, зароблені в цей день, за ухвалою зборів загону було переаховано у фонд будівництва Республіканського музею комсомольської слави.

Постійну допомогу «Шахтобудівничої-72» подавали обласний штаб студентських будзагонів та тримісячні організації шахтобудівничого управління.

Керівництво пускового комплексу та штаб республіканської ударної комсомольської будови шахти «Західнодонбаська» № 20—23 комбінату «Дніпрошахтобуд» добре відгукнулися про участь «Шахтобудівника-72» у підготовці до здачі шахти в експлуатацію. Сумлінно працювали студенти, особливо ж — Е. Кашинський, С. Хараташвілі, В. Шмаков та інші.

Зараз хлопці відпочивають, набираються сил. В новому навчальному році хочеться побажати їм і в навчанні такого ж натхнення, яке вони виявили під час будівництва шахти.

В. КІЯКО,
керівник академічної групи,
асистент кафедри будівництва шахт та підземних споруд ДГІ.



Комиссар отряда Михаил Выгодин

Статья из газеты «Днепр вечерний»

В Западном Донбассе испытывалась и внедрялась в производство вся новая техника, которая выпускалась в СССР и Украине для выемки тонких пластов: гидрофицированные комплексы КМК-97, «Донбасс», КД-80, КМК-98, КД-90, КД-99, КМ-103, ДМ. Техническое перевооружение обеспечило высокую концентрацию горных работ, увеличилась нагрузка на очистной забой, повысилась безопасность горных работ.



Учебно-горная практика на шахте «Западнодонбасская № 20-23». Короли западного вент. штрека пл. С₄ а также всего гор. 200 после 1-й смены. Слева направо: Геннадий Мачехин, Леонид Криничный, Владимир Кириченко, Михаил Выгодин, Сергей Минеев, Валерий Шмаков. 1972 г.



Учебно-производственная практика студентов ГС-07 на шахте Героев Космоса. 2009 г.

Применение проходческих комбайнов 4ПП-2М, КСП-22, 1ГПКС, 1П-110, КСП-32, КСП-33, EBZ-160 (фирма SANY, Китай) позволило увеличить и постоянно держать высокие темпы проведения горных выработок, улучшить их состояние, снизить затраты на проведение и поддержание.

Вплоть до настоящего времени программа научно-исследовательских работ и практического обучения студентов выполнялась практически без перерывов.

На протяжении нескольких последних лет базовым предприятием при прохождении учебно-технологической практики студентов является шахта им. Героев космоса, при прохождении производственных практик – все шахты объединения. После окончания университета, уже в качестве молодых специалистов, горных инженеров, выпускники пополняют ряды инженерно-технических работников шахт и объединения.

И сегодня научно-исследовательские работы на кафедре выполняются по многим направлениям с учетом специфики современных задач и требований производства, главным образом, в связи с внедрением нового оборудования и перспективы развития горных работ.

Среди направлений научных исследований, в которых берут участие ведущие и молодые ученые, аспиранты:

- комплексные обследования состояния протяженных выработок и совершенствование технологии их крепления;
- обоснование параметров систем крепи демонтажных камер струговых лав в условиях шахты «Степная»;
- совершенствование технологии тампонажа закрепного пространства выработок в сложных горно-геологических условиях Западного Донбасса.

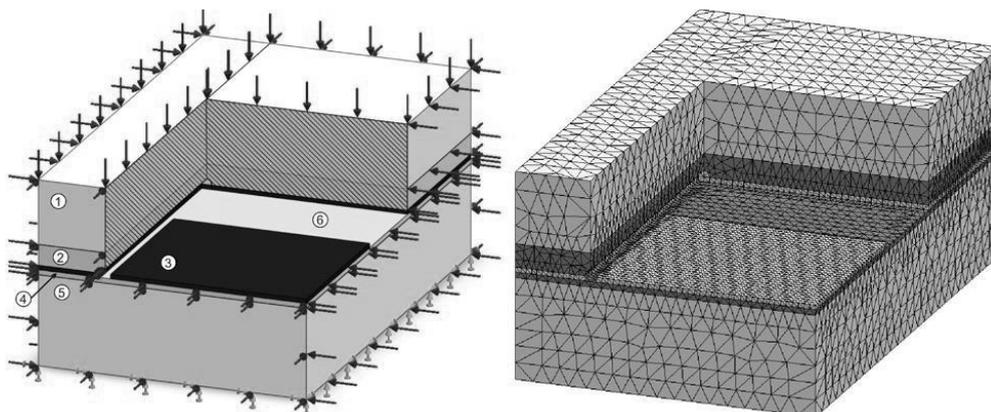


Выполненные за последние годы исследования являются весьма плодотворными и полезными как для объединения Павлоградуголь, входящего теперь в ОАО ДТЭК, так и для сотрудников университета. Результаты этих работ стали основой кандидатской диссертации аспирантов В.К. Кравченко и А.В. Халимендика, докторской диссертации генерального директора А.В. Мартовицкого.

Готовят к защите диссертационные работы, как результат исследований выполненных в выработках шахт Западного Донбасса аспиранты и соискатели Логунов Д.М., Сторчак Г.Г., Халимендик А.В., Панченко В.В.



На шахте «Стенная» по вопросам выполнения научных работ: проф. Сдвижкова Е.А., ведущий специалист ПАО «ДТЭК Павлоградуголь» Панченко В.В. – выпускник кафедры, доц. Ганеев С.Н.



Численное моделирование системы “выработка – породный массив – лава” для решения задачи обоснования параметров крепи демонстрационной камеры струговой лавы на шахте «Стенная»



Аспиранты кафедры на шахте «Стенная» при проведении шахтных исследований

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. 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.
2. Западный Донбасс, страницы истории (К 40-летию образования ГХК «Павлоградуголь»). – Павлоград: ООО «Колорграф», 2003. – 255 с.
3. Кійко В.І. Будують студенти-гірники // Дніпро вечірній. – 1972. – № 202. – 29 серпня.

УДК 622.28

Бабиюк Г.В., д.т.н., проф., Пунтус В.Ф., асс., Дубина М.М., студ. гр. ГС-08-м, ДонГТУ, г. Алчевск, Украина

ТЕХНОЛОГИЯ КРЕПЛЕНИЯ ВЫРАБОТОК СТАЛЕПОЛИМЕРНЫМИ ЖЕСТКО-ПОДАТЛИВЫМИ АНКЕРАМИ

Проблема крепления капитальных выработок является одной из самых важных в общем комплексе вопросов строительства угольных предприятий. Анкерная крепь широко применяется в горнодобывающей промышленности и подземном строительстве как самостоятельно, так и в комплексе с рамной податливой крепью, что позволяет приспособить ее к широкому диапазону горно-геологических условий. Применение анкерной крепи дает возможность не только снизить затраты на крепление, но и значительно увеличить темпы проведения выработок.

В настоящее время существует различные конструкции анкеров [1], которые по режиму работы подразделяются на жесткие и податливые. Обычно в зависимости от горно-геологических условий применяется либо тот, либо иной вид анкеров, причем они имеют свои достоинства и недостатки. Жесткие анкера воспринимают большие нагрузки, но не имеют податливости. Податливые анкера не воспринимают больших нагрузок и имеют ограниченную податливость, величина которой зависит от конструкции узла податливости.

Цель работы состояла в разработке технологии крепления выработок сталеполимерными жестко-податливыми анкерами.

Конструкция сталеполимерного жестко-податливого анкера представлена на рис. 1 [2]. Анкер состоит из опорной плиты, натяжной гайки, составного металлического стержня, который закреплен полимерным вяжущим в шпуре, трубчатой обоймы, связывающей между собой внутреннюю и внешнюю части составного стержня. Внутренние части составных стержней закрепляют полимером в донном участке шпура, а внешние - в устье шпура. Узел податливости анкера, размещенный между закрепленными участками шпура, не имеет непосредственной связи с его породной поверхностью и ограничен герметизаторами, которые надеты на концы отдельных частей составного стержня в месте окончания трубчатой обоймы, причем она соединена с внешней частью составного стержня жестко, а с внутренней частью - с натягом, то есть податливо. Для обеспечения податливости анкера стенки трубы ослаблены по диаметрально противоположным образующим, а во внутреннем стержне через обойму закреплен нож, который при формировании трещин между скрепленными участками шпура разрезает трубу в направлении податливости до упора в неослабленный участок обоймы.

Организация работ по установке крепи разработана на трех иерархических уровнях: пооперационно для одного анкера, пооперационно для пяти анкеров в одном сечении выработки и попроцессно для комплексного процесса проходки выработки комбайновым способом.

Отдельный анкер устанавливают в соответствии с [3] и графиком организации работ, который представлен на рис. 2. В установке жестко-податливого анкера принимают участие два проходчика. В первую очередь рабочие доставляют в призабойную часть выработки буровую колонку и проверяют ее работоспособность. Затем буровую колонку устанавливают напротив отверстия в подхвате. Забуривание производится короткой штангой при низких оборотах и ограниченной подаче промывочной воды. Один из проходчиков во время бурения удерживает штангу пока коронка не войдет в породу на глубину 1-3см. Далее обороты переносной гидравлической установки увеличивают до рабочей скорости вращения и подают воду для промывки. Бурит шпур на всю длину штанги один рабочий, а второй - подготавливает

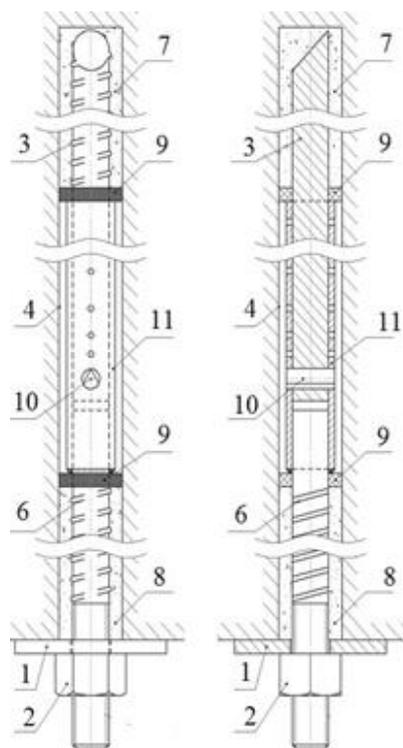


Рисунок 1 – Общий вид сталеполимерного жестко-податливого анкера:

- 1 – опорная плита; 2 – натяжная гайка; 3, 6 – составной металлический стержень; 4 – шпур; 5 – трубчатая обойма; 7 – донная часть шпура; 8 – устье шпура; 9 – герметезатворы; 10 – нож; 11 – труба.

длинную штангу. После окончания бурения на полную длину колонка опускается в исходное положение и производится смена короткой штанги на длинную. Оставшаяся часть шпура бурится одним проходчиком. В это время второй подготавливает патрон с закрепителем и устанавливает его в аппликатор (отрезок пластиковой трубы диаметром 32 мм и длиной 1,5 м) с помощью деревянной забойки, затем он подносит к рабочему месту уже готовый к установке составной стержень. После этого оба проходчика вводят аппликатор с патроном и деревянной забойкой в шпур до его дна. Затем, удерживая патрон в шпуре в неподвижном состоянии с помощью забойки, аппликатор вынимают из шпура. По завершению установки ампулы, вводят в шпур составной стержень, разрывают ампулу острым концом внутренней части составного стержня, перемешивают компоненты несколько секунд и дают полимеру возможность затвердеть в донном участке шпура.

Пять анкеров в одном сечении выработки устанавливаются в соответствии с графиком организации работ, который представлен на рис. 3. До выполнения основных этапов процесса установки анкеров в кровле выработки

производят подготовительные работы, которые включают переноску буровых колонок в рабочую зону, наладку и проверку их работоспособности, доставку необходимого количества металлической сетки-затяжки, соединительных элементов, затем – необходимое количество анкеров и ампул закрепителя. В переноске оборудования принимают участие все рабочие проходческого звена. Затем подсоединяют оборудование к питающим магистралям. После чего производится открепление панели сеток двумя рабочими, один из которых поддерживает панель, а другой снимает ее с крючков. Навеска второго ряда сеток производится посредством скрепления пружинными соединителями. Вторая панель сеток будет перекрывать кровлю

в последующем цикле работ, а в текущем она защищает проходчиков от вывалов. Установка временной крепи выполняется путем установки в районе крайних отверстий подхвата стоек, поднятия с их помощью панели вверх и в сторону забоя и последующего поджатия опорами панели к кровле. Операция выполняется двумя рабочими. Допускается поднятие и поджатие сначала одной, а затем другой стороны панели. После этого следует установка анкеров в кровле выработки. Первым следует устанавливать анкер в центральной части кровли, последующие анкера устанавливают одновременно в обе стороны. Так как продолжительность установки одного анкера двумя рабочими составляет сек, то пять анкеров четыре рабочих выполняют за 16,5 мин.

Разметка шпуров производится при помощи шаблонов, в качестве которых используются металлические подхваты с отверстиями, предварительно пробитыми согласно паспорту крепления. В то время когда два проходчика устанавливают пятый анкер, остальные уже отсоединяют свое оборудование от магистрали и относят свое оборудование из забойной части. По завершению установки анкеров производится прикрепление свисающей сетки к кровле, затем отсоединяют оборудование для установки анкеров и относят из забоя.

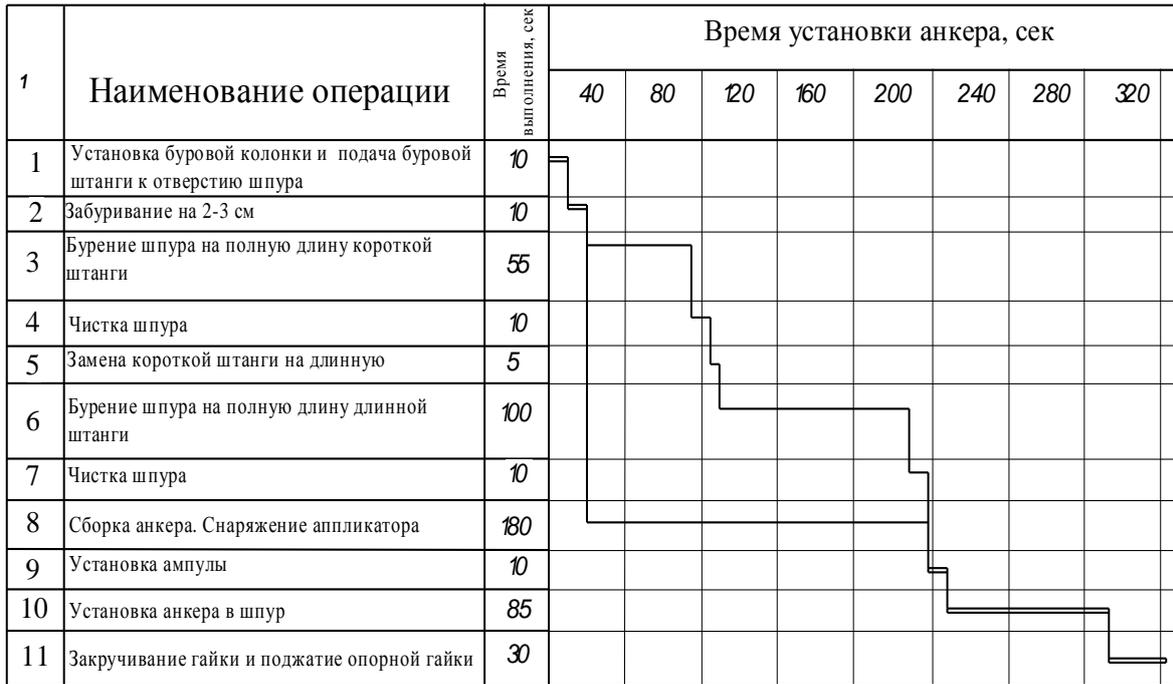


Рисунок 2 – График организации работ по установке одного сталеполимерного жестко-податливого анкера



Рисунок 3 – График организации работ по установке пяти сталеполимерных жестко-податливых анкеров в кровле выработки

По процессный график организации работ для комплексного процесса проходки бремсберга комбайновым способом представлен на рис. 4. Выработка имеет трапециевидную форму с площадью поперечного сечения выработки в свету $S_{св}=14,1 \text{ м}^2$ и в проходке $S_{пр}=17,6 \text{ м}^2$. Мощность угольного пласта 1м. Крезь КПС из СВП-27, плотность установки крепи 1рам/м с сетчатой затяжкой. Проходка ведется комбайном КСП-22, который грузит горную массу на скребковый конвейер с использованием перегружателя.

1	Наименование операции	Время выполнения, мин	Продолжительность смены, час						
			1	2	3	4	5	6	
1	Подготовительно-заключительные операции	25,8							
2	Устранение мелких неисправностей	18,1							
3	Управление комбайном	214,77							
4	Отведение и проработка исполнительного органа, осмотр комбайну, заливка масла	14,26							
5	Осмотр и замена зубков, подтягивание кабеля и шланга орошения	12,72							
6	Разбивка больших кусков породы, подкидка горной массы к погрузочному органу и зачистка почвы	156,3							
7	Розштыбовывание перегружателя и натяжной головки конвейера	57,17							
8	Установка и передвижка временной крепи, проверка направления выработки	6,3							
9	Крепление сталеполимерными жестко-податливыми анкерами	167							
10	Крепление КПС	49,5							
11	Нагнетание полимера в устья шпура	334,2							

Рисунок 4 – По процессный график организации работ при проходке выработки комбайном

Для упрочнения приконтурных пород используется скрепляющий состав СКАТ, который характеризуется высокой проникающей способностью за счет низкой вязкости. Он хорошо полимеризуется во влажной среде в широком диапазоне температур, а клеевые швы обладают высокой механической прочностью [4]. Нагнетание состава производится отечественной установкой «Нагус – 212м» в устье шпуров под давлением 0,2-0,6 МПа с производительностью до 8,5 л/мин.

Бригада проходчиков из семи человек обеспечивает подвигание забоя 7,5м в сутки и крепление выработки комбинированной крепью.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Анкерная крепь: Справочник / А.П. Широков, В.А. Лидер, М.А. Дзауров и др. - М.: Недра. - 1990. - 205 с.
2. Пат. 74873 Україна, МПК Е21Д 20/00. Анкерне піддатливе кріплення/ Бабиюк Г.В., Пунтус В. Ф., Дубіна М. М. (Україна); заявник і патентовласник Донбас. держ. техн. ун-т. - u201205904, заявл. 15.005.2012, опубл. 12.11.2012, Бюл. №21.
3. Булат А. Ф., Виноградов В. В. Опорно-анкерне кріплення гірничих виробок вугільних шахт / Ін-т геотехнічної механіки НАН України. – Дніпропетровськ, 2002. Рос. мовою. – с. 372.
4. Канин В.А. Физико-химическое закрепление горных пород при поддержании и ремонте горных выработок / В.А. Канин, А.В. Пашенко, М.Г. Тиркель // Меж вед сб. науч. трудов «Геотехническая механика». Вып. 51. – Днепропетровск: ИГТМ НАН Украины, 2004. – С.154-162.

УДК 622.831.3

Шашенко А.Н., д.т.н., проф., Журавлев В.Н., к.т.н., с.н.с., Дубицкая М.С. асп.,
Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина

АНАЛИЗ ВИБРОАКУСТИЧЕСКОГО ЗОНДИРУЮЩЕГО СИГНАЛА НЕОДНОРОДНОГО ПОРОДНОГО МАССИВА ПЕРВЫМ ПРИБЛИЖЕНИЕМ ФУНКЦИИ ГРИНА

Отработка угольных пластов, содержащих зоны нарушенной структуры и повышенного напряженно-деформированного состояния, часто сопровождается внезапными выбросами угля и газа, газовыделениями, горными ударами, прорывами воды в выработки, обрушением кровли.

Основная идея исследований состоит в разработке эффективной методики прогноза структурных неоднородностей в породном массиве путем сканирования его напряженно-деформированного состояния искусственными акустическими колебаниями.

Использование акустических колебаний в качестве носителя информации о напряженном состоянии и структуре обрабатываемого породного массива является наиболее перспективным направлением при исследовании объектов средствами неразрушающего контроля [1].

Функция, описывающая гармоническую волну, распространяющуюся в бездисперсионной среде, имеет вид:

$$u(x, t) = A \cos(kx - \omega t), \quad (1)$$

где $k = 2\pi/\lambda$ – волновой вектор, ω – круговая частота.

Анализ выражения (1) показывает, что можно ввести фазовую функцию $\phi(x, t)$ косинусоидальной бегущей волны, распространяющейся в положительном направлении оси Ox , как аргумент волновой функции $\cos(\omega t - kx)$: $\phi(x, t) = \omega t - kx$.

При анализе поведения гребня волны ($\cos[\phi(x, t)] \rightarrow \max$) или ее впадины ($\cos[\phi(x, t)] \rightarrow \min$), по мере увеличения времени t необходимо переходить к большим значениям x так, чтобы фаза $\phi(x, t)$ была постоянной. Условие постоянства фазы с математической точки зрения означает, что полный дифференциал функции $\phi(x, t)$, имеющий вид

$$d\phi = \left(\frac{\partial \phi}{\partial t}\right) dt + \left(\frac{\partial \phi}{\partial x}\right) dx = \omega dt - k dx, \quad (2)$$

равен нулю. Приравнявая (2) нулю, находим условие постоянства фазы $\frac{dx}{dt} = v_f = \frac{\omega}{k}$, где v_f – фазовая скорость волны, которое дает связь между фазовой скоростью волны, частотой волны и волновым вектором в координате x . Параметры волнового вектора k (2) определяются свойствами $\gamma(x)$ среды распространения, т.о. $k = f[\gamma(x)]$.

В связи с тем, что искомые координаты x дисперсионных свойств геологической неоднородности с параметрами $\gamma(x)$ является предметом геолокации, разработка физической и математической модели процесса информационного изменения параметров энергии зондирующего волнового пакета (1), который распространяется через породный массив с геологическими нарушениями $\gamma(x)$, является актуальной научной задачей.

В решаемой задаче диспергирующая среда занимает полупространство $x > 0$, и на ее границе задан входной сигнал $u(x = 0, t) = u_0(t)$, который имеет частотный спектр:

$$u(x, t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(k) e^{i[kx - \omega(k)t]} dt. \quad (3)$$

В случае отсутствия поглощения частота волны зависит только от действительной части волнового числа, а волновое уравнение для акустических волн имеет вид:

$$\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} - \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} - L(u) = 0, L(u) = \frac{b}{c_0 c_0^2} \frac{\partial^3 u(x,t)}{\partial t \partial x^2}, c = c_0. \quad (4)$$

Получаем решение уравнения (4) через поле на границе

$$u(x,t) = \int_{-\infty}^{\infty} u_0(t') G(x,t-t') dt', \quad (5)$$

где $G(x,t-t') = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} e^{i[\omega(t-t') - k(\omega)x]}$ - функция Грина.

В диспергирующей среде функция Грина точно рассчитывается в редких случаях, так как закон дисперсии $\gamma(x)$ может быть очень сложным.

Определить математическую модель функции $k(\omega)$ можно посредством уточнения математической модели зондирующего сигнала $u(x,t)$ в случае инициализации его процессом детонации взрывчатого вещества. Т.е. математическую модель зондирующего сигнала $u(x,t)$ можно представить в виде трапецеидального импульса, фронт которого определяется фронтом взрывной волны, а длительность скоростью детонации определенной массы ВВ. Фронт сигнала определяет максимальную частоту высокочастотных составляющих, а его длительность минимальную частоту низкочастотных составляющих, т.е. ширину спектра (3) – полосу частот линии связи источник энергии сигнала – приемник, а давление детонационной волны - её динамический диапазон. С учётом того, что амплитуды составляющих волнового пакета уменьшаются по экспоненциальному закону (с увеличением частоты) и скорость диссипации высокочастотных составляющих выше, чем низкочастотных, можно представить испытательный сигнал в виде квазимонохроматического сигнала с узким частотным спектром $\Delta\omega = (\omega - \omega_0), \frac{\Delta\omega}{\omega_0} < 1, \omega_0 = 1/\tau_0$.

Для волнового пакета выражение (3) может быть упрощено, так как требуется знать не полный закон дисперсии, а поведение $k(\omega)$ в окрестности точки ω_0 . Запишем $k(\omega)$, как $k(\omega) = k(\omega_0 + [\omega - \omega_0])$. Так как $\Delta\omega = \omega - \omega_0 \ll \omega_0$, то в пределах спектральной линии излучения $k(\omega)$ можно разложить в ряд по $(\omega - \omega_0)$

$$k(\omega) = k(\omega_0) + \left(\frac{\partial k}{\partial \omega}\right)_{\omega_0} (\omega - \omega_0) + \left(\frac{\partial^2 k}{\partial \omega^2}\right)_{\omega_0} (\omega - \omega_0)^2 + \dots \quad (6)$$

Учет различных членов в (6) соответствует различным приближениям теории дисперсии.

На основании вышеописанного анализа установлено, что в самом общем случае огибающая волнового пакета, проходящего через структурно неоднородный породный массив, распространяется с групповой скоростью и не искажается в процессе распространения. Данный вывод адекватен для огибающей волнового пакета в первом приближении теории дисперсии. Результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о том, что расстояние, на котором ещё можно не учитывать это искажение, зависит от длительности сигнала T_0 и дисперсии групповой скорости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Анциферов А.В. Теория и практика шахтной сейсморазведки / Анциферов А.В. – Донецк: ООО «АЛАН», 2003. – 312с.

УДК 631.8.036

Минеев С.П., д.т.н., проф., Феськова Л.В., студ. БДб-09-1, Брагунцова Ю.П., студ. БДб-09-1, Государственный ВУЗ «НГУ», Днепрпетровск, Украина

ОЦЕНКА ПОТЕРЬ ТЕПЛОЭНЕРГИИ ОДИНОЧНО СТОЯЩЕГО ЗДАНИЯ

Потери тепловой энергии через наружные ограждающие конструкции жилого дома являются весьма значительными в структуре затрат энергопотребления. Чем выше уровень теплоизоляции стен, тем меньшими окажутся потери тепловой энергии через оболочку здания и, соответственно, меньшими затраты на эксплуатацию здания.

Теплопотери напрямую зависят от уровня теплоизоляции наружных ограждающих конструкций (стен, окон и балконных дверей, наружных дверей, полов по грунту, покрытий). Во всех странах существуют нормативные требования к уровню теплоизоляции наружных ограждающих конструкций, которые отличаются в зависимости от климатических условий страны и ее государственной политики в области энергосбережения. В связи с постоянным ростом цен на энергоресурсы в большинстве развитых стран мира нормативы потребления зданиями энергии постоянно уменьшаются, а требования к уровню теплоизоляции ограждающих конструкций повышаются. Поэтому оценка теплопотерь одиночно стоящего здания в рамках существующих нормативов в сравнении с другими странами является достаточно интересной задачей.

Рассмотрим нормативные требования к уровню теплоизоляции ограждающих конструкций жилого здания, действующие на Украине, России и Финляндии. В Украине действует ДБН В-2.6-31-2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель». В России - СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий». В Финляндии действует стандарт National Building Code of Finland, Part D3. Несмотря на близость расчетных климатических условий, требования к уровню теплоизоляции наружных ограждающих конструкций в этих стандартах значительно отличаются. Следует отметить, что в Финляндии отопительный период немного короче, чем России, однако требования к уровню теплоизоляции стен, покрытий и т.п. выше.

Рассмотрим, как влияет на структуру потерь тепловой энергии через оболочку здания степень утепления наружных ограждающих конструкций. С этой целью произведем расчет трансмиссионных потерь тепловой энергии (теплопотерь через наружные ограждающие конструкции — стены, окна, выходные наружные двери, покрытия и т. д.) для одноквартирного жилого дома в течение отопительного периода, приняв минимальные требования к уровню тепловой защиты наружных ограждающих конструкций, согласно представленным стандартам рассматриваемых стран.

Для расчета потерь тепловой энергии через наружные ограждающие конструкции здания используем следующие исходные данные (см. табл. 1).

Исходные данные для расчета возьмем средние по условиям Днепропетровской области. Ниже приведем расчетные климатические и теплоэнергетические параметры, принятые согласно ДБН В-2.6-31-2006 и приведенные в табл. 2.

Необходимую площадь наружных ограждающих конструкций отапливаемого объема рассматриваемого дома возьмем из проекта и приведем ниже в табл. 3.

С использованием полученных исходных данных произведем расчет трансмиссионных потерь тепловой энергии, используя минимальные требования к уровню теплоизоляции из различных стандартов и температурные условия эксплуатации здания. Расчет тепловой энергии приведем ниже.

Таблица 1

Минимальные требования к уровню теплозащиты наружных ограждающих конструкций жилого дома согласно нормативным требованиям различных стандартов

Тип наружной ограждающей конструкции	Требуемые значения приведенного сопротивления теплопередаче R^{TP}_0 , $m^2 \cdot ^\circ C/Вт$, рассчитанные по стандартам		
	ДБН В-2.6-31-2006, $R^{TP}_{СНиП}$, $m^2 \cdot ^\circ C/Вт$	СНиП 23-02-2003, $R^{TP}_{СНиП}$, $m^2 \cdot ^\circ C/Вт$	National Building Code of Finland, Part D3, $R^{TP}_{D3^*}$, $m^2 \cdot ^\circ C/Вт$
Наружные стены	2,5	3,23	5,88
Окна	0,56	0,54	1,0
Входные наружные двери	0,56	0,83	1,0
Совмещенное покрытие	4,5	4,81	11,11
Полы по грунту	3,3	Не нормируется	6,25

Таблица 2

Расчетные условия для жилой части здания

Показатель	Обозначение параметра	Единица измерения	Расчетное значение
Расчетная температура наружного воздуха	t_n	$^\circ C$	-20
Средняя температура наружного воздуха за отопительный период	$t_{от}$	$^\circ C$	-1,1
Продолжительность отопительного периода	$t_{от}$	сут./год	182
Градусо-сутки отопительного периода	ГСОП	$^\circ C \cdot сут./год$	3250
Расчетная температура внутреннего воздуха	t_v	$^\circ C$	20

Таблица 3

Площадь наружных ограждающих конструкций здания

Тип наружной ограждающей конструкции	Площадь конструкций A_i , m^2
Наружные стены - $A_{ст}$	207,3
Окна, включая мансардные - $A_{ок}$	75,8
Входные наружные двери - $A_{дв}$	5,4
Совмещенное покрытие (без учета свесов) - $A_{покp}$	156,0
Полы по грунту - $A_{под}$	144,0
Суммарная площадь наружных ограждающих конструкций отапливаемого объема здания - $A^{сум}_н$	588,5

Расчет трансмиссионных потерь тепловой энергии на отопление $Q_{огp}^c$, кВт·ч/год, рассматриваемого жилого здания за отопительный период произведем по формуле:

$$Q_{озр}^2 = 0,024 \cdot ГСОП \cdot \sum_1^n \frac{A_i}{R_i}, \quad (1)$$

где 0,024 – переводной коэффициент потерь тепловой энергии через наружные ограждающие конструкции из Вт·сут, в кВт·ч (1 сут.=24ч, 1Вт=0,001 кВт, Вт·сут.=0,024кВт·ч); ГСОП – градусо-сутки отопительного периода согласно табл. 2; A_i – площадь i -го типа наружных ограждающих конструкций (стен, окон, покрытий и т.д.), принимаемая для рассматриваемого дома по табл.3; R_i – приведенное сопротивление i -го типа наружной ограждающей конструкции, принятый по табл.1;

- по ДБН В-2.6-31-2006 - $Q_{озр(ДБН)}^2$ кВт·ч/год:

$$\begin{aligned} Q_{озр(ДБН)}^2 &= 0,024 \cdot 3250 \cdot \left(\frac{A_{ст}}{R_{ст}^{mp}} + \frac{A_{ок}}{R_{ок}^{mp}} + \frac{A_{дв}}{R_{дв}^{mp}} + \frac{A_{нокр}}{R_{нокр}^{mp}} + \frac{A_{пол}}{R_{пол}^{mp}} \right) = \\ &= 0,024 \cdot 3250 \cdot \left(\frac{207,3}{2,5} + \frac{75,8}{0,56} + \frac{5,4}{0,56} + \frac{156}{4,5} + \frac{144}{3,3} \right) = 23886 \text{ кВт} \cdot \text{ч/год}; \end{aligned}$$

- по СНиП 23-02-2003 - $Q_{озр(СНиП)}^2$ кВт·ч/год:

$$\begin{aligned} Q_{озр(СНиП)}^2 &= 0,024 \cdot 3250 \cdot \left(\frac{A_{ст}}{R_{ст}^{mp}} + \frac{A_{ок}}{R_{ок}^{mp}} + \frac{A_{дв}}{R_{дв}^{mp}} + \frac{A_{нокр}}{R_{нокр}^{mp}} + \frac{A_{пол}}{R_{пол}^{mp}} \right) = \\ &= 0,024 \cdot 3250 \cdot \left(\frac{207,3}{3,23} + \frac{75,8}{0,54} + \frac{5,4}{0,83} + \frac{156}{4,81} + \frac{144}{2,82} \right) = 22932 \text{ кВт} \cdot \text{ч/год}; \end{aligned}$$

- по стандарту National Building Code of Finland, Part D3- кВт ч/год:

$$\begin{aligned} Q_{озр(D3)}^2 &= 0,024 \cdot 3250 \cdot \left(\frac{A_{ст}}{R_{ст}^{mp}} + \frac{A_{ок}}{R_{ок}^{mp}} + \frac{A_{дв}}{R_{дв}^{mp}} + \frac{A_{нокр}}{R_{нокр}^{mp}} + \frac{A_{пол}}{R_{пол}^{mp}} \right) = \\ &= 0,024 \cdot 3250 \cdot \left(\frac{207,3}{5,88} + \frac{75,8}{1,0} + \frac{5,4}{1,0} + \frac{156}{11,11} + \frac{144}{6,25} \right) = 11975 \text{ кВт} \cdot \text{ч/год}; \end{aligned}$$

Из представленных расчетов видно, что теплопотери через оболочку здания, построенного по минимальным требованиям к уровню теплоизоляции наружных ограждающих конструкций по финскому стандарту, окажутся практически в 2 раза меньше по сравнению со зданием, запроектированным согласно минимальным требованиям украинского стандарта (ДБН В-2.6-31-2006).

Результаты приведенного расчета в различных единицах измерения тепловой энергии сведены в табл. 4.

Далее рассмотрим эту же задачу с экономической точки зрения. Примем стоимость 1 Гкал тепловой энергии на отопление равной 227 грн. Умножим эту величину на годовой расход тепловой энергии через наружные ограждающие конструкции, рассчитанный по

разным нормативам (см. данные из табл. 4). Результаты экономического расчета для рассматриваемого многоквартирного жилого дома приведем в табл. 5.

Таблица 4

Годовой расход потерь тепловой энергии за отопительный период в зависимости от минимальных требований к уровню тепловой защиты ограждающих конструкций

Результат расчета по стандарту	Годовой расход тепловой энергии через наружные ограждающие конструкции (трансмиссионные потери тепловой энергии)		
	кВт · ч/год	МДж/год*	Гкал/год **
ДБН В-2.6-31-2006	23886	85990	20,5
СНиП 23-02-2003	22932	82555	19,7
National Building Code of Finland, Part D3	11975	43110	10,3

Примечания: *Расход тепловой энергии в Мдж/год вычислен исходя из следующего соотношения 1 Мдж/год = 3,6 кВт · ч/год;
 **Расход тепловой энергии в Гкал/год вычислен исходя из следующего соотношения 1 Гкал/год=86 · 10⁻⁵ кВт · ч/год.

Как следует из данных, представленных в табл. 5, при строительстве здания по минимальным нормативам требованиям Украины (ДБН В-2.6-31-2006) за год эксплуатации набегает дополнительно 2315 грн по сравнению со зданием, построенным в соответствии с минимальными требованиями стандарта Финляндии. При отопительном периоде примерно 6 мес. в первый год эксплуатации затрачивается дополнительно по 386 грн. в месяц. Кроме того, как все понимают, тарифы энергоносители не являются постоянной величиной.

Таблица 5

Годовая стоимость тепловой энергии на отопление здания при учете только потерь тепловой энергии через наружные ограждающие конструкции

Результаты расчета по стандарту	Годовой расход тепловой энергии через наружные ограждающие конструкции, Гкал/год	Годовая стоимость тепловой энергии на отопление здания при условии только трансмиссионных потерь, грн
ДБН В-2.6-31-2006	20,5	4653,5
СНиП 23-02-2003	19,7	4471,9
National Building Code of Finland, Part D3	10,3	2338,1

Примечание: Стоимость 1 Гкал тепловой энергии может существенно отличаться в зависимости от теплоснабжающей организации и удаленности объекта. Стоимость 1 Гкал тепловой энергии в размере 227 грн/Гкал принята усредненной для Днепропетровской области по данным 2013г.

Произведем расчет стоимости тепловой энергии, отопление рассматриваемого здания только при наличии трансмиссионных потерь тепловой энергии на 2016 год эксплуатации здания при различном уровне теплозащиты ограждающих конструкций (по стандартам Украины, России и Финляндии). Результаты последовательного суммирования расходов жителей рассматриваемого дома за тепловую энергию при учете только трансмиссионных потерь тепловой энергии представлены в табл. 6.

Таким образом, получаем, что например, в 2016 г эксплуатации жителей дома,

построенного по Украинских требованиям к уровню теплоизоляции, дополнительные затраты составят по сравнению с жителями аналогичного строения, построенного по минимальным требованиям финского стандарта, дополнительно 5788 грн. И в случае, если после 2016 года тарифы на тепловую энергию по каким то причинам останутся неизменными, то за 10 лет переплата составит 57885 грн, а за 20 лет – 115770 грн. Поэтому более целесообразно эти средства потратить на более полезные мероприятия по уменьшению теплопотерь. Кроме этого, необходимо отметить очевидную необходимость для Украины пересмотра существующих нормативных документов в плане повышения энергозащищенности жилых зданий.

Таблица 6

Результаты последовательного суммирования расходов жителей частного загородного дома за тепловую энергию при учете только трансмиссионных потерь тепловой энергии (через наружную оболочку здания — стены, покрытия, окна и т. п.)

Расчет по стандарту	За 2013г эксплуатации	За 2016г эксплуатации
ДБН В-2.6-31-2006	4653,5	11633,75
СНиП 23-02-2003	4471,9	11179,75
National Building Code of Finland, Part D3	2338,1	5845,25

Одной из целей данной работы является пропаганда необходимости усиления требований существующих нормативов по теплоизоляции строящихся зданий. При этом необходимо иметь в виду, что существующие цены на энергоносители с учетом перспективы их роста значительно превысят затраты на качественную теплоизоляцию зданий.

Учитывая, что существующие нормативы по теплоизоляции зданий на Украине не оказывают практически никакого стимулирующего действия на разработку новых технических решений в строительстве и созданию новых дешевых, и технологичных теплоизоляционных материалов, то строящиеся здания в большинстве своем являются высоко энергозатратными. Поэтому основным выводом, вытекающим из данного доклада, является необходимость переработки имеющихся на Украине ДБН в плане ужесточения теплоизоляционных требований.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель, НДІБК, Мінбуд, ввести з 1.03.2007р, вимоги пунктів 1.15, 2.14, 5.5, позицій 2а, 5а і 6а таблиці 1 та розділу 7 ДБН В.2.6-31:2006 рекомендовані та набувають обов'язкової чинності з 1.01.2008 долі, наказ від 9.09.2006 р. № 301
2. СНиП 23-02-2003 ТЕПЛОВАЯ ЗАЩИТА ЗДАНИЙ (THERMAL PERFORMANCE OF THE BUILDINGS), Москва 2004, УДК 697.1 с 1 октября 2003 г. постановлением Госстроя России от 26.06.2003 г. N 113
3. National Building Code of Finland, Part D3
4. Ватич М. И. Немова Д.В. Горошков А.С. "название оригинальной статьи"//Строительные материалы, оборудование, технологии 21 века - 2013, №1. - с. 36-39

УДК 624.131

Кравець В.Г., д.т.н., проф., Філько Д. В., асп., Національний технічний університет України «КПІ», м. Київ, Україна

ОСОБЛИВОСТІ ТА УМОВИ ФОРМУВАННЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ ТЕХНОГЕННИХ ҐРУНТІВ

Вступ. У містах і промислових центрах найбільш активний вплив людини на природу; природний ландшафт в містах перетворюється, формується культурний ландшафт, в якому взаємозв'язки природного середовища змінюються в результаті інженерно-господарської діяльності людини. Це спричинює утворення техногенних ґрунтів, до яких слід відносити: природні утворення, змінені в умовах природного залягання фізичною або фізико-хімічною дією; природні утворення, переміщені з місць їх природного залягання з використанням транспортних засобів, вибуху (насипні ґрунти) або за допомогою засобів гідромеханізації (намівні ґрунти); антропогенні утворення, що є твердими відходами побутової і виробничої діяльності людини, в результаті якої відбулась корінна зміна складу, структури і текстури природної, мінеральної або органічної сировини.

Останнім часом, при освоєнні вільних міських територій, техногенні ґрунти все частіше залучаються до сфери інженерного впливу, а, отже, вимагають вивчення, що обмежене в часі при проведенні інженерно-геологічних досліджень.

Техногенні ґрунти змінюються в широкому діапазоні – від різновидів близьких до природних ґрунтів і до ґрунтів, що не мають аналогів серед природних утворень. Площинне поширення, потужність та особливості їх складу обумовлено ступенем і видом освоєння території та історією розвитку міського поселення. Техногенні ґрунти досить часто використовуються і як основи споруд (особливо при дефіциті території для можливої забудови – як у багатьох великих містах світу), і в якості матеріалу земляних споруд.

В роботі приділено увагу класу дисперсних техногенних ґрунтів. Розрізняють групу техногенно незв'язних ґрунтів і групу техногенно зв'язних ґрунтів. Подальший розподіл техногенних ґрунтів на підгрупи визначається способом їх перетворення, переміщення або утворення в процесі господарської діяльності людини.

У групі **техногенних незв'язних ґрунтів** виділяється три підгрупи:

- 1) природні утворення, змінені в умовах природного залягання (техногенно змінені ґрунти);
- 2) природні переміщені утворення (техногенно перевідкладені ґрунти)
- 3) антропогенні утворення.

Серед техногенно змінених незв'язних ґрунтів можна виділити декілька основних типів. Передусім, це ущільнені незв'язні ґрунти, механічне ущільнення яких не призводить до принципової зміни їх структурних зв'язків – зміцнення і зниження водопроникності досягається за рахунок зниження пористості і збільшення сумарної площі контактів між частками ґрунту в одиниці його об'єму. Армування ґрунтів, у тому числі і незв'язних, не змінює істотно будови і властивостей природного ґрунту, але створює в масиві просторові розрізнені конструкції (найчастіше використовуються: метод «стіна в ґрунті», ґрунтові анкери, бурюїн'екційні палі). Техногенно змінені незв'язні ґрунти, що виникли як побічні продукти господарської діяльності людини, утворюються: в результаті розущільнення і дренажування на бортах кар'єрів і котлованів; при обводненні масивів незв'язних ґрунтів в результаті техногенного підтоплення територій; в основі відвалів розкривних порід, шлаків та шлаків за рахунок ущільнення, а також зміни складу і властивостей під впливом фільтрування вод з техногенного водоносного горизонту і дифузійного приносу солей.

Серед техногенно перевідкладених незв'язних ґрунтів виділяють насипні та намивні. Насипні техногенні незв'язні ґрунти формуються в процесі будівництва як необхідний елемент будівельних конструкцій, земляних споруд або в процесі складування будівельних матеріалів чи промислових відходів. Товщі насипних ґрунтів зазвичай неоднорідні по складу, часто мають нерівномірну стискуваність і здатні до самоущільнення під вагою вищерозміщених товщ, при вібрації та водопониженні. Наявність органічних включень сприяє розвитку з часом додаткових осідань за рахунок їх розкладання. У товщах насипних ґрунтів можуть зустрічатися великі порожнечі або тверді включення великих розмірів (уламки паль, цегляної кладки, елементів конструкцій та ін.).

За умовами утворення насипні незв'язні ґрунти можна поділити на планомірно зведені насипи та відвали. Планомірно зведені насипи зазвичай влаштовуються з однорідних природних ґрунтів для планування територій, облаштування основи під фундаменти, зворотної засипки котлованів. До них також відносяться багато земляних споруд: греблі, дамби, насипи залізничних та автомобільних шляхів. Всі якісні насипи зводяться за спеціальним проектом з ущільненням ґрунтів для досягнення рівномірного стискання і необхідної міцності. Відвали ґрунтів влаштовуються у вигляді відсипання окремих видів ґрунтів при закритті котлованів, плануванні територій, проходці гірничих виробок. Ущільнення ґрунтів в таких відвалах не ведеться, тому щільність і стискуваність навіть при відносній однорідності складу можуть змінюватися по глибині та протяжності. Будівельні відвали є непланомірно відсипаними масивами техногенних ґрунтів і складені будівельним сміттям та природними ґрунтами, переміщеними при плануванні місцевості та проходці котлованів.

Намивні незв'язні техногенні ґрунти створюються в місцях пониження рельєфу при підготовці території до будівництва у вигляді намивних споруд з ґрунтових матеріалів, запасів будівельного матеріалу для облаштування насипів при подальшому освоєнні територій або гідровідвалів гірничого виробництва. Масиви намивних ґрунтів створені у багатьох великих містах, для намивання зазвичай використовуються піски руслової фації алювію, ущільнення і дегідратація яких після укладання відбуваються досить швидко. У подальшому спостерігається поступове зміцнення намитих ґрунтів в часі, обумовлене виникненням додаткових структурних зв'язків за рахунок відкладення на контактах з'єднань кремнію, заліза, алюмінію і кальцію.

Антропогенні утворення незв'язних ґрунтів, речовинний склад яких не має аналогів в природі, є промисловими відходами, представлені відвалами та гідровідвалами шлаків металургійного виробництва, золошлаків, що утворюються на теплових електростанціях при спалюванні твердого палива, а також шламами хвостосховищ гірничозбагачувальних виробництв.

У групі **техногенних зв'язних ґрунтів** виділяються три підгрупи:

- 1) природних утворень, змінених в умовах природного залягання (техногенно змінені ґрунти);
- 2) природних переміщених утворень (техногенно перевідкладені ґрунти);
- 3) антропогенних утворень.

Техногенно змінені зв'язні ґрунти можуть бути отримані методами технічної меліорації з природних як незв'язних, так і зв'язних утворень. У першому випадку вони є результатом ін'єкційного закріплення незв'язних ґрунтів за допомогою глинистих суспензій або органічних в'язучих. В іншому випадку техногенні ґрунти цілеспрямовано формуються за допомогою різних методів ущільнення природних пилувато-глинистих ґрунтів з метою підвищення їх несучої здатності (трамбування, підводні вибухи, метод витрамбовування котловану). Найбільш різноманітні способи ліквідації просідання лесових ґрунтів – окрім перерахованих методів для них також застосовуються замочування та гідровіброущільнення. Техногенно змінені зв'язні ґрунти можуть виступати і побічними продуктами господарської

діяльності людини, так само як і незв'язні формуються на бортах кар'єрів та інших виїмок, при підтопленні масивів зв'язних ґрунтів або в результаті їх засолення, в основі відвалів розкритих порід, зол, шлаків та шлаків.

Техногенно перевідкладені зв'язні ґрунти аналогічно незв'язним поділяються на насипні (планомірно зведені насипи і відвали) і намивні. Усі товщі насипних ґрунтів здатні самоущільнюватись в часі від власної ваги, але відмінною особливістю зв'язних насипних ґрунтів є набагато більший період їх самоущільнення (5 – 7 років) в порівнянні з піщаними (6 місяців – 2 роки). Насипні зв'язні ґрунти формуються при облаштуванні земляних гребель, а також для протифільтраційних споруд.

Зв'язні антропогенно утворені ґрунти представлені найбільш тонкодисперсними фаціями у відвалах золошлаків, глинистими шламами хвостосховищ гірничозбагачувальних виробництв, осіданнями, що формуються при очищенні промислових і побутових стічних вод, і культурними шарами.

Культурні шари є верхньою частиною розрізу ґрунтів великих населених пунктів, що зазнав втручання діяльності людини. За складом і властивостям вони різко відрізняються від ґрунтів, що залягають нижче. У культурних шарах зустрічаються різноманітні залишки: будівельне сміття, предмети домашнього ужитку. Формування культурного шару пов'язане з однієї сторони з геологічними і геоморфологічними умовами місцевості, з іншої – з історією населеного пункту і характером господарської діяльності людини. Ф.П. Саваренський розподілив культурні шари за часом утворення на стародавні та сучасні. Під сучасним розуміється рихлий, такий, що не злежався ґрунт, який іноді містить органічні залишки, що не розклалися. Сучасний культурний шар малоприсадний для зведення на ньому фундаментів. Стародавні накопичення культурного шару вже встигли ущільнитися, завдяки чому їх використовують при будівництві доріг та спорудженні фундаментів будівель.

Інтенсивне накопичення культурного шару відбувається при земляних роботах, підсипанні ґрунту для підвищення відмітки будівельного майданчика, благоустрою населеного пункту і за рахунок накопичення різного сміття. Потужність культурного шару може коливатися в широких межах – від декількох сантиметрів до десятків метрів і залежить від часу і тривалості існування населеного пункту, рельєфу місцевості та ін. Місцями накопичення насипного культурного шару зазвичай служать яри, річкові долини, болота, що засипаються при вертикальному плануванні населених пунктів і служать для звалищ сміття. Культурний шар характеризується своєрідним неоднорідним складом, причому різка неоднорідність ґрунтів культурного шару простежується як по вертикалі, так і в горизонтальному напрямі.

Властивості техногенних ґрунтів формуються під впливом великої кількості як природних, так і антропогенних чинників. Утворення цих ґрунтів відбувається в певних інженерно-геологічних і природно-кліматичних умовах, що впливають на загальну спрямованість і швидкість перетворення хімічно-мінерального складу, будови, стану і властивостей ґрунтів, загальних для будь-яких ґрунтів (водно-тепловий режим, хімічний склад підземних і поверхневих вод, склад і біомаса флори і фауни, що взаємодіє з ґрунтами, і т. п.). Проте в переважній більшості випадків частина цієї групи чинників для формування штучних ґрунтів має все ж підпорядковане значення; на перше місце виступають спосіб і технологія утворення таких ґрунтів. Крім того, на відміну від природних утворень, формування складу і властивостей техногенних ґрунтів відбувається не в геологічному, а у фізичному часі, і роль цього чинника може бути прямо протилежною для різних типів штучних ґрунтів. Техногенні ґрунти, створені перетворенням природних ґрунтів в умовах їх природного залягання, утворюються переважно в результаті цілеспрямованої зміни первинних властивостей останніх одним з методів технічної меліорації і є поліпшеними ґрунтами, властивості яких формуються під впливом наступних чотирьох груп чинників.

По-перше, це склад, будова і властивості перетворюваних природних ґрунтів, які визначають саму можливість і доцільність застосування того чи іншого способу їх поліпшення. Так, залежно від дисперсності, пористості і ступеня вологості застосовуються різні способи ущільнення зв'язних ґрунтів.

Друга, визначальна, група чинників – технологічна: тип впливу на ґрунти і його параметри. Так, просідання лесових ґрунтів може бути ліквідоване силікатизацією, випаленням, замочуванням, гідровіброущільненням або армуванням ґрунтовими палями. Очевидно, що фізичні і фізико-механічні властивості новоутвореного ґрунту будуть абсолютно різними залежно від вибраного методу. При ін'єкційному закріпленні ґрунтів визначальне значення має вибір виду речовини, що ін'єктуються, його рецептура, тиск нагнітання.

Третя група чинників пов'язана з просторовим положенням масиву техногенно змінених ґрунтів, що впливає на формування їх властивостей за допомогою природно-кліматичних та інженерно-геологічних чинників, але вже після виникнення такого масиву, визначаючи лише поступову зміну набутих властивостей. Безумовно, роль цих чинників у формуванні властивостей техногенно перетворених ґрунтів невелика.

Четверту групу чинників складає вік техногенних ґрунтів. Вплив віку може проявлятися у формі підвищення несучої здатності техногенно перетворених ґрунтів в результаті, наприклад, наростання міцності цементу в часі, або погіршення показників їх фізико-механічних властивостей по мірі деградації новоутворених структурних зв'язків.

Формування властивостей погіршених техногенно змінених ґрунтів (штучно розущільнених, зволжених, вивітрених і т.п.) в цілому підкоряється тим же закономірностям. Проте просторове положення і вік мають для них більше значення, оскільки при створенні масивів таких ґрунтів їх подальші зміни зазвичай не беруться до уваги.

Формування властивостей техногенних ґрунтів, створених переміщенням природних ґрунтів в процесі виробничої діяльності, в цілому визначається тими ж групами чинників. Найважливіше значення для формування властивостей і насипних, і намивних ґрунтів має дисперсність природних перемішуваних ґрунтів: вона визначає саму технологію ведення робіт. Так, гідронамиванням укладаються тільки піщані ґрунти; укладання зв'язних ґрунтів в якісний насип проводиться при визначеній, оптимальній для даного ґрунту вологості, а для крупноуламкового матеріалу вона, навпаки, не має великого значення. З іншого боку, при одному і тому ж складі такі найважливіші властивості штучною ґрунту, як щільність і міцність, визначаються виключно технологією ведення робіт. Ці показники за інших рівних умов завжди вище у намивних пісках, а для насипних утворень найкращі результати дає пошарове укладання з укочуванням. Просторове положення масиву намивних або насипних ґрунтів не робить істотного впливу на їх властивості, але може позначитися на темпах їх подальшого перетворення. Чинник часу, навпаки, має набагато більше значення для цих техногенних ґрунтів: з віком в масиві відбувається не лише ущільнення ґрунтів, але і їх «старіння», обумовлене поступовим формуванням слабких конденсаційних структурних зв'язків, а також їх зміцненням.

Для формування властивостей антропогенних утворень найбільше значення мають початковий склад матеріалу – часто дуже різномірний, з якого утворюється техногенний ґрунт, та вік масиву. Відмінна особливість цих техногенно утворених ґрунтів полягає в значному перетворенні їх хімічно-мінерального складу у фізичному часі, що спричиняє істотну зміну властивостей масиву. Тому вік таких ґрунтів має визначальний вплив на їх властивості, а загальною тенденцією можна вважати підвищення несучої здатності масивів антропогенних ґрунтів в часі. Інтенсивне перетворення складу цих ґрунтів обумовлено низькою стійкістю їх компонентів в нових термодинамічних умовах, адже багато з них не мають аналогів в природі і піддаються швидкому хімічному розкладанню.

Висновки. В містах діяльність людини активно впливає на хід процесу ґрунтоутворення. В одних місцях процес ґрунтоутворення призупиняється (забудова територій, влаштування штучних покриттів, водоймищ, підрізка ґрунту при вертикальному плануванні, перехід ґрунтів в похований стан при накопиченні на поверхні міста культурних відкладень і т.п.), в інших утворюються нові культурні ґрунти (в парках, скверах, на бульварах, ділянках нового лісорозведення і т.д.). Поряд з цим відбувається антропогенна еволюція природних ґрунтів, їх якісна зміна в результаті вирубки лісів, розорення цілини, меліорації ґрунтів і т.д. Вивчення умов формування та закономірностей поширення техногенних процесів в геологічному середовищі слід розглядати, як частину важливої наукової проблеми взаємодії людини та природи.

Техногенні чинники у ряді випадків можуть здійснювати на фізико-механічні властивості ґрунтів значний вплив, частіше негативний, коли швидкість погіршення властивостей ґрунтів значно перевершує таку в природних умовах. Зміна властивостей ґрунтів є результатом процесів, що протікають в них. Тому вивчення і прогнозування таких змін повинні проводитися з урахуванням головних діючих техногенних чинників.

Таким чином, при техногенному впливі на ґрунти, випадковому чи цілеспрямованому, як правило, можуть одночасно діяти декілька чинників як позитивних, так і негативних. Тому при прийнятті рішень про застосування тих або інших методів впливу на ґрунти, з метою їх поліпшення, необхідно проводити ретельний аналіз впливу усіх можливих чинників з метою отримання очікуваного результату в поведінці ґрунтів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Ананьев В.П. Инженерная геология: Учеб. для строит. спец. вузов / Ананьев В.П., Потапов А.Д. – 3-е изд., перераб. и испр. – М.: Высшая школа, – 2005. – 575 с.
2. Демчишин М.Г. Техногенні впливи на процеси в геологічному середовищі України / М.Г. Демчишин // Геологія в ХХІ столітті. Шляхи розвитку та перспективи. – К.: Знання. – 2001. – С. 93-102.
3. Котлов Ф.В. Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека / Ф.В. Котлов. – М.: Недра, 1978. – 263 с.
4. Котлов Ф.В. Город и геологические процессы / Котлов Ф.В., Брашнина И.А., Сипягина И.К. – М.: Наука, 1967. – 228 с.
5. Механика ґрунтов, основания и фундаменты: Учебное пособие / Под ред. С.Б. Ухова. – 4-е изд., стер. – М.: Высшая школа, – 2007. – 566 с.
6. Хазанов М.И. Искусственные ґрунты, их образование и свойства / М.И. Хазанов. – М.: Наука, 1975. – 135 с.

УДК 504.55.054:662 (470.6)

Голик В.И., д.т.н., проф., Масленников С.А., к.т.н., доц., Прокопенко К.Д., ТФ-3-17, ЮРГТУ(НПИ), г. Шахты, Россия

К ВОПРОСУ О ДОБЫЧЕ МЕТАЛЛОВ ИЗ ТЕХНОГЕННЫХ МЕСТОРОЖДЕНИЙ

Россия является одним из мировых лидеров по запасам, добыче и переработке металлических руд. По разным оценкам, на ее территории сосредоточено от 15,6% до 26% их мировых запасов. Однако по объему добычи наша страна находится лишь на пятом месте, значительно уступая Китаю, Бразилии, Австралии и Индии. Причем если в начале тысячелетия доля России в мировой добыче составляла более 8%, то к концу первого десятилетия XXI века она снизилась до 4%. Неудовлетворительное положение с добычей руд нашло отражение в Стратегии социально-экономического развития на период до 2025 г, где развитие данного направления признано приоритетным. Одним из возможных способов увеличения добычи металлов в условиях ужесточающихся экологических требований, уменьшения запасов залегающих в удобных для эксплуатации условиях и увеличения глубины горных работ является вовлечение в эксплуатацию техногенных месторождений - ранее считавшихся потерянными запасов металлосодержащих хвостов обогащения и некондиционных руд.

Рост добычи подземным способом, уменьшение содержания металлов и усложнение горно-геологических условий предполагает и повышение разубоживания руд с ростом образования хвостов первичной переработки, содержащих тяжелые металлы и представляющие при хранении на поверхности опасность для окружающей среды. Так, например, среднее содержание меди в руде с 1987 по 2013 г. упало с 0,95% до 0,7, что при равном объеме товарного продукта ведет к увеличению отходов на 30-40%. Средние показатели образования отходов на этапе добычи и переработки приведены в таблице 1.

Таблица 1

Средние показатели образования отходов*

Полезный продукт (1 тонна)	Отходы	
	в процессе добычи	в процессе обогащения
Сталь	5-6 тонн	0,5-0,7 тонн
Цветные металлы	100-150 тонн	30-60 тонн
Редкие, благородные и радиоактивные металлы	5-10 тыс. тонн	10-100 тыс. тонн

*Данные Академии горных наук

В отвалах, хранилищах шламов и хвостов горно-металлургических комплексов России хранится до 100 млрд. тонн твердых отходов. Ежегод-но к ним добавляется около 15 млн. тонн, а утилизируется из этого количества не более 10%. Хранение недоступного для переработки традиционными технологиями минерального сырья грозит экологической катастрофой, поэтому единственно возможной мерой снижения опасности является радикальная утилизация хвостов технологическими средствами. Захоронение металлосодержащих хвостов на небольших глубинах, в том числе, путем биологической рекультивации без извлечения опасных компонентов является опасным паллиативом.

Отвечая вызовам времени на кафедре «Строительство» ЮРГТУ(НПИ) в рамках федеральной целевой программы «Исследования и разработки по приоритетным направлениям развития научно-технологического комплекса России на 2007-2013 годы» был

выполнен научно-исследовательский проект, имевший целью разработать технологию извлечения металлов из отходов горнорудного производства. Задачами проекта было получение дополнительной товарной продукции в виде цинка и свинца, а также доведение содержания металлов во вторичных отходах до норм ПДК.

Реализованный проект основан на принципиально новом подходе к глубокой переработке твердых полезных ископаемых с полной утилизацией отходов. Предлагаемая технология, включает извлечение из отходов опасных компонентов до безопасного уровня с полным вовлечением вторичных продуктов переработки в хозяйственный оборот. Увеличение полноты извлечения металлов основано на том, что при обработке по дезинтеграторной технологии со скоростью удара св. 250 м/с. вещество приобретает новые технологические свойства, а выщелачивающий раствор запрессовывается в возникающие при активации микротрещины. Вовлечение вторичных отходов в хозяйственный оборот использует свойства, проявляющиеся при диспергации твёрдых тел. При этом процессы в активированном веществе протекают тем быстрее и полнее, чем больше поверхность участвующего в процессе вещества, т.е. чем меньше размер частиц получаемого продукта.

Разработанная технология прошла экспериментальную проверку с использованием лабораторной базы СКГМИ. Опыты включали в себя, в том числе:

1. Агитационное выщелачивание металлов реагентами.
2. Выщелачивание металлов реагентами в сочетании с активацией в дезинтеграторе.

По первому пункту эксперимента переменные факторы, варьировались по следующим уровням.

1. Содержание серной кислоты и хлорида натрия, X1, X2 (менялось соответственно по уровням: X1 -1 - 2, 0 – 7 и 1 – 12 г/л, X2 -1 – 20, 0 – 100 и 1 – 180 г/л).
2. Соотношение Ж:Т, X3 (менялось по уровням: X3 - 1- 4, 0 – 7 и 1 - 10).
3. Время агитационного выщелачивания, X4 (менялось по уровням: X4 -1 - 0,25, 0 - 0,625, 1 - 1 час).

По второму пункту эксперимента:

1. Содержание серной кислоты и хлорида натрия, X1, X2 и соотношение Ж:Т, X3 менялись по тем же уровням, что и в предыдущей серии опытов.
2. Скорость вращения роторов дезинтегратора, X5 (менялась по уровням: X5 -1 -50, 0 - 125, 1 – 200 Гц).

Эксперименты проводились с использованием методов планирования эксперимента по 3(k-p) факторному плану, с 27 опытами и 3 центральными точками [1]. В каждой точке плана ставилось по 5 экспериментов. Найденные значения осреднялись для исследуемых партий, что позволило уменьшить ошибку.

Математическая обработка результатов экспериментов проводилась с помощью программы Statistica 6.1. Модель находилась в виде регрессионной зависимости с учетом линейных, квадратичных эффектов и их взаимодействий в виде уравнения:

$$\epsilon_{Zn,Pb} = a_0 + a_1 \times X_1 - a_2 \times X_2 + a_3 \times X_3 + a_4 \times X_4 + a_5 \times X_1^2 + a_6 \times X_2^2 + a_7 \times X_3^2 + a_8 \times X_4^2 + a_9 \times X_1 X_2 + a_{10} \times X_1 X_3 - a_{11} \times X_1 X_4 + a_{12} \times X_2 X_3 + a_{13} \times X_2 X_4 + a_{14} \times X_3 X_4$$

где X1 – содержание H₂SO₄, г/л;

X2 – содержание NaCl, г/л;

X3 - соотношение Ж:Т;

X4 – время агитационного выщелачивания, ч;

для опытов второй серии X4 заменяем на X5;

X5 - частота вращения роторов дезинтегратора, Гц.

Значения найденных регрессионных коэффициентов приведены в таблице 2.

Среднеквадратичные отклонения для первого и второго уравнений составляют, соответственно, 0,837 и 0,811.

Таблица 2

Регрессионные коэффициенты

	Для уравнения регрессии (ε_{Zn})			Для уравнения регрессии (ε_{Pb})		
	Регрес. коэф.	Доверительный предел		Регрес. коэф.	Доверительный предел	
		-95,%	+95,%		-95,%	+95,%
a	69,11	62,4	75,8	-37,9	-56,1	-19,8
a ₁	7,57	6,93	8,2	7,13	5,42	8,85
a ₂	-0,239	-0,273	-0,205	-0,395	-0,487	-0,304
a ₃	-0,851	-0,889	-0,813	0,956	0,855	1,06
a ₄	0,0023	0,00217	0,00243	-0,0035	-0,0038	-0,0031
a ₅	-2,19	-3,62	-0,762	3,28	-0,602	7,16
a ₆	0,0343	-0,0594	0,128	-0,0823	-0,336	0,172
a ₇	-0,117	-0,163	-0,0709	-0,0522	-0,177	0,0729
a ₈	-0,00048	-0,00063	-0,00033	0,0001	-0,0003	0,0005
a ₉	-0,00319	-0,00482	-0,00156	-0,0032	-0,0077	0,0012
a ₁₀	-0,207	-0,25	-0,163	-0,275	-0,393	-0,156
a ₁₁	0,00499	0,00325	0,00673	-0,0013	-0,0061	0,0034
a ₁₂	0,00915	0,00643	0,0119	-0,0039	-0,0113	0,0034
a ₁₃	0,00111	0,00100	0,00122	-0,0001	-0,0004	0,0002
a ₁₄	0,0187	0,0158	0,0216	0,0034	-0,0045	0,0112

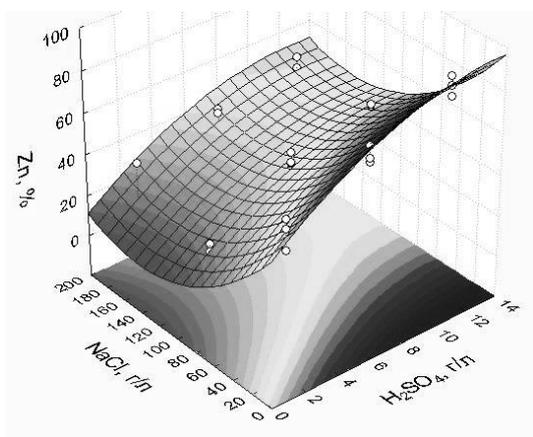


Рисунок 1 – График зависимости выщелачивания цинка из хвостов одновременно с активацией от основных влияющих факторов

Наглядно регрессионная зависимость извлечения цинка от двух наиболее значимых факторов представлена с помощью объемного графика на рис. 1. Процент извлечения цинка достигает максимальных значений в рассматриваемом диапазоне независимых факторов при максимальном содержании в растворе H_2SO_4 и минимальном $NaCl$. Частота вращения рабочего органа дезинтегратора существенно увеличивает выход цинка, давая максимум при $X_5=200$ Гц. Выход свинца достигает наибольших значений при содержании $H_2SO_4=3,94$ г/л и $NaCl=127$ г/л.

Выводы

Экспериментальные исследования подтвердили, что совмещение механического и химического воздействий на металлосодержащие минералы существенно увеличивает процент извлечения металлов (до 1,22 раза). При этом

большее извлечение в раствор металлов обеспечивается в дезинтеграторе за время, на 2 порядка меньшее, чем при выщелачивании без активации.

Показатели комбинированного механо-химико-активационного процесса извлечения металлов могут быть улучшены за счет увеличения времени активации путем многократного пропускания пульпы через дезинтегратор.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Хартман К., Лецкий Э., Шеффер В. Планирование эксперимента в исследовании технологических процессов. М.: Мир. – 1977. – 552 с.

УДК 69:624.138.24

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

ФОРМИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННОГО ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА ПОДРАБОТАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

На сегодняшний день для шахтерских регионов актуальна проблема строительства новых и эксплуатации существующих зданий и сооружений, которые вынуждены проводить на площадках со сложными инженерно-геологическими условиями, обусловленными подработанностью и обводненностью. В таких случаях для обеспечения качественного строительства необходимо применять инженерные мероприятия по защите зданий и сооружений от неравномерных деформаций, весьма перспективным из которых является устройство надежных искусственных оснований например, стабилизирующей глиношлаковой подушки [1]. К основным преимуществам создания такого основания относятся его низкая стоимость, обусловленная использованием в качестве основного тампонажного материала дешевых композиционных суспензий, простота технологии, а также долговременность использования.

Выполненные исследования реологии и кинетики структурообразования глиношлаковых растворов позволили их отнести к классу вязкопластичных жидкостей. В составе этих растворов в качестве базовой суспензии использовали молотый гранулированный доменный шлак (ОАО «АМК»), добавкой служит бентонитовый глинопоророшок, а затворителем – вода. На основании результатов проведенных исследований за 15 суток растворы достигали пластической прочности более 580 кПа и удовлетворяют основным требованиям к тампонажным материалам [2].

Этапы расчета параметров искусственного основания фундаментов сводилась к следующему: проведение геологического исследования грунтового массива на предмет определения основных зон нарушений; инженерный расчет параметров распространения глиношлакового раствора, давления нагнетания и общего объема тампонажно-закладочного раствора; выбор технологической схемы формирования искусственного основания.

Следует также отметить, что в зависимости от плана фундамента и конструктивных особенностей здания формирование искусственного основания происходит через несколько тампонажных скважин, расположенных по специальной схеме.

Анализ геологических разрезов в основаниях фундаментов зданий на подработанных территориях шахтерских городов позволил разделить их на три типа.

Целью данной статьи является анализ общей методики расчета основных параметров формирования искусственного основания фундаментов в инженерно-геологических условиях строительства и эксплуатации зданий и сооружений Донбасса.

Для геологического разреза первого типа характерны покровные отложения мощностью 100 м и более. Они, как правило, представлены песчано-глинистыми грунтами. В результате разработки полезных ископаемых в грунтовом массиве образовались зоны разуплотнения, что послужило причиной снижения прочностных и увеличения фильтрационных характеристик грунта. Вопрос инъекции вязкопластичных растворов в деформируемые зоны разуплотненных дисперсных грунтов рассмотрен в [3], где для полной стабилизации деконсолидированного массива предложено инжецирование в разуплотненную зону через скважину вязкопластичного раствора. За счет такого подхода в наиболее слабых местах грунтового массива происходит гидрорасчленение грунта, образуются разнонаправленные каналы течения, заполняемые вязкопластичным раствором, что приводит к фильтрационному уплотнению дисперсных грунтов разуплотненной зоны и их переходу из деконсолидированного состояния в консолидированное (рисунок 1, а).

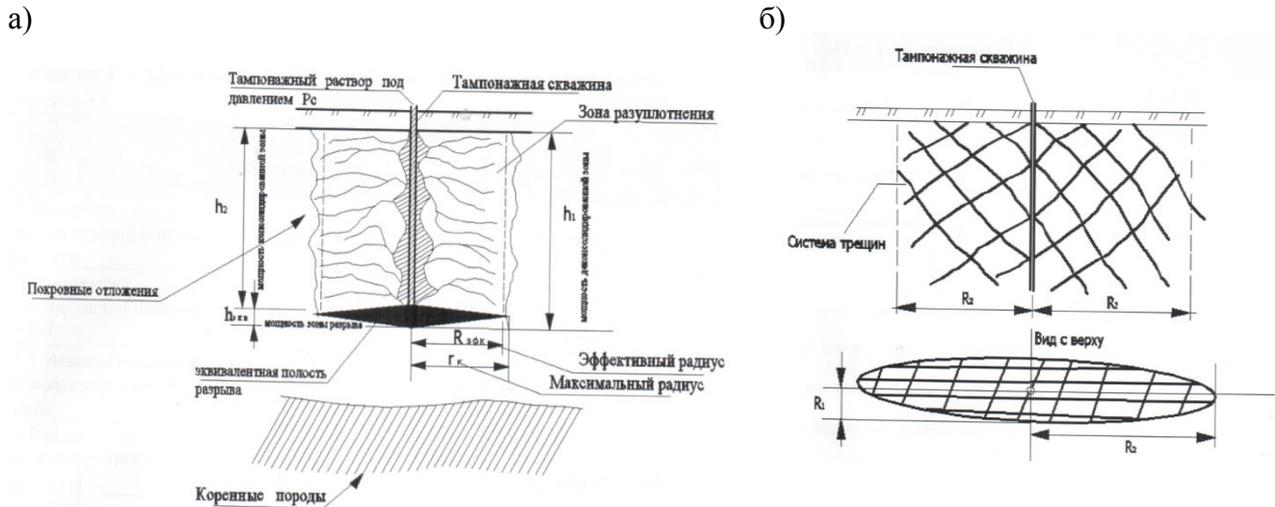


Рисунок 1 – Модель процесса тампонажа вязкопластичным раствором (для одной скважины): а – зоны разуплотненного грунта; б – зоны с системой трещин

Основные технологические параметры и расчетные формулы приведены в таблице 1.

Таблица 1
Основные параметры формирования искусственного основания в разуплотненных грунтах

№ п/п	Параметр	Обозначение	Формула
1.	Мощность эквивалентной полости разрыва, м	$h_{экв}$	$h_{экв} = h_1 - h_2$
2.	Мощность деконсолидированной зоны, м	h_1	$h_1 = h_2 \cdot \left(\frac{1 + e_1}{1 + e_2} \right)$
3.	Суммарная мощность консолидированной зоны, м	h_2	$h_2 = h_1 \cdot \left(\frac{1 + e_2}{1 + e_1} \right)$
4.	Радиус распространения раствора, м	r_k	$r_k = \frac{(P_c - P_k) \cdot \delta_0 \cdot D}{2\tau_0 - \partial_0 \cdot D \cdot \lambda_p \cdot \cos\varphi \cdot \cos\delta} + r_c$
5.	Эффективный радиус распространения раствора, м	$R_{эф}$	$R_{эф} = r_k + \frac{(P_{эф} - P_k) \cdot (r_k - r_c)}{P_c - P_k}$
6.	Эффективное давление, Па	$P_{эф}$	$P_{эф} = \frac{\gamma_s \cdot (k_{\partial 1} - k_{\partial 2})}{m_0 \cdot \gamma_{d0}}$
7.	Объем тампонажного раствора (1 скважина), м ³	V_1	$V_1 = \pi \cdot r_k^2 \cdot h_{экв} \cdot k_s \cdot k_h \cdot \alpha_3 \cdot \xi_s$

В таблице обозначено: γ - объемный вес скелета грунта, Н/м³; e - коэффициент пористости грунта (уплотненного и разуплотненного); P_c - давление раствора в скважине, Н/м²; P_k - давление тампонажного раствора, Н/м²; k_{∂} - коэффициент консолидации грунта; k_s - коэффициент площадочного разуплотнения; k_h - коэффициент вертикального разуплотнения; α_3 - коэффициент запаса раствора; ξ_s - коэффициент, учитывающий перекрытие эффективных контуров распространения раствора.

Второй тип геологического разреза представлен скальными и полускальными породами каменноугольного возраста, выходящими на поверхность земли или перекрытые четвертичными отложениями незначительной мощности. Геологический разрез этого типа представлен характерными для Донбасса ритмичным чередованием песчаников, сланцев песчаных и глинистых, с подчиненными по мощности пластами известняков и углей.

Образование складчатых и разрывных форм обусловило широкое развитие эндогенной трещиноватости пород, характерной для всего разреза карбона (рисунок 1, б). В верхней части разреза развита зона выветривания, в пределах которой на эндогенную трещиноватость наложены трещины выветривания. Мощность зоны выветривания составляет 30-150 м. Наименьшую мощность она имеет в антрацитовых районах и характеризуется относительно умеренной трещиноватостью. В целом, породы зоны выветривания характеризуются невысокой прочностью (1-50 МПа), интенсивной трещиноватостью и высокой пористостью (до 20-25%).

Основные параметры формирования искусственного основания в трещиноватых горных породах и расчетные формулы приведены в таблице 2.

Таблица 2

Основные параметры формирования искусственного основания в скальных трещиноватых грунтах

№ п/п	Параметр	Обозначение	Формула
1.	Радиус полуоси, м	R_1	$R_1 = \frac{\alpha \cdot \delta_1 \cdot \Delta P}{2P_m}$
2.	Радиус полуоси, м	R_2	$R_2 = \frac{\alpha \cdot \delta_2 \cdot \Delta P}{2P_m}$
3.	Объем тампонажного раствора, м ³	V	$V = \pi \cdot R_1 \cdot R_2 \cdot M \cdot m_T$

В таблице обозначено: ΔP — перепад давления в системе «скважина – проницаемый горизонт», МПа; δ — раскрытие трещин, м; α — угол наклона трещин; R — радиус распространения вязкопластичного раствора, м; M — мощность проницаемой зоны, м; m_T — значение скважности, д. ед..

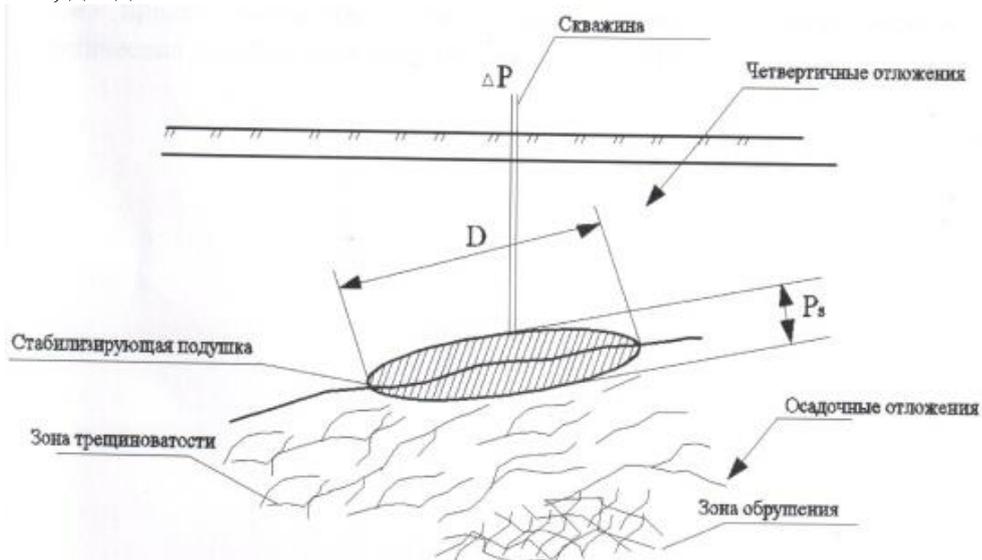


Рисунок 2 – Схема формирования стабилизирующей подушки (для одной скважины)

Третий тип геологического разреза встречается на территориях ликвидированных угольных шахт с полным затоплением выработанного пространства, что наиболее характерно для шахтерских городов Луганского региона. В результате этого происходит изменение трещиноватости массива и прочностных свойств пород, а также активизация геомеханических процессов за счет гидродинамического воздействия на массив. Следовательно, при затоплении шахт происходит нарушение геомеханического равновесия в массиве, что приводит к сдвигению горных пород. Формирование стабилизирующей подушки (рисунок 2) на контакте покровных и коренных отложений из глиношлакового раствора, позволяет минимизировать деформационный процесс поверхности земли.

Мощность стабилизационной подушки, глубина ее заложения выбираются в зависимости от конкретных горно-геологических условий (глубина залегания геологических нарушений, его амплитуды, зоны влияния). Основные расчетные формулы параметров формирования подушки представлены в таблице 3.

В таблице обозначено: α - коэффициент перегрузки, учитывающий неоднородность массива, в практических расчетах равен 1,1 – 1,5; ΔP_y - максимальное давление нагнетания тампонажного раствора, МПа; ε - коэффициент анизотропии пород; τ_0 - динамическое напряжение сдвига раствора; $\sigma_{сж}$ - предел прочности на скалывание затампонированной породы, в практических расчетах принимается равным 2 – 3МПа.

Таблица 3

Основные параметры формирования стабилизирующей подушки на контакте покровных и коренных отложений

№ п/п	Параметр	Обозначение	Формула
1.	Толщина стабилизационной подушки P_s , м	P_s	$P_s = \frac{\alpha \cdot \Delta P_y \cdot D}{4[\sigma_{сж}]}$
2.	Диаметр создаваемого слоя, м	D_1, D_2	$D_1 = \frac{P_s \cdot \Delta P}{\tau_0}; D_2 = \varepsilon \cdot D_1$
3.	Объем тампонажного раствора (1 скважина), м ³	V	$V = \pi \cdot R_1 \cdot R_2 \cdot P_s \cdot k_s \cdot k_n \cdot \alpha_3 \cdot \xi_s \cdot m_T$

Таким образом, полученные основные параметры формирования искусственного основания фундаментов позволяют в разных геологических условиях рассчитать стабилизирующую подушку, которая обеспечивает увеличение прочности основания, а также дает возможность управлять напряженно-деформированным состоянием горного массива за счет напорной инъекции глиношлакового раствора.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Должиков П. Н. Новые геомеханические процессы и их нейтрализация на подработанных территориях Донбасса / П.Н. Должиков // Вестник МАНЭБ т.13. – 2008. – №4. – С. 108-111.
2. Кипко Э.Я. Комплексный метод тампонажа при строительстве шахт: учеб. пособ. / [Э. Я. Кипко, П. Н. Должиков, Н. А. Дудля, А. Э. Кипко и др. – 2-е изд., перераб. и доп.]. – Днепропетровск: Национальный горный ун-т., 2004. – 367 с.
3. Должиков П.Н. Физика движения вязкопластичных тампонажных растворов: монография / П.Н. Должиков, А.Э. Кипко. – Донецк: Вебер, 2007. – 238с.

УДК 624. 131.29-504.3.

Самедов А.М., д.т.н., проф., Тарасюк О.С., асс., Колесникова Я.О., студ., НТУУ “КПИ”, г.Киев, Украина

ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ ВОДЫ С ХИМИЧЕСКИМИ РЕАГЕНТАМИ НА РАЗРУШЕНИЕ ГОРНЫХ ПОРОД

Разрушение горных пород наиболее характерно для карбонатных и сульфатных соединений. Основными условиями разрушения этих пород является увлажнение водой. Присутствие в воде определенного количества быстрорастворимых солей (например, $NaCl$, $CaCl_2$, $MgCl_2$, $CaSO_4$ и т.д.), а также серной, азотной и соляной кислоты и щелочей (HCl , $NaOH$, SO_3 , CO_2 , PO_3 и т.д.) увеличивают растворимость горных пород. Например, присутствие в водном растворе Na^+ и Cl^- – может увеличить растворимость гипса в 4-5 раз.

Присутствие в растворе $NaCl$, $NaCO_3$, $MgCl_2$, HCl и $CaCl_2$ твердость в песчаниках, сланцах и известняках резко понижает. Водный раствор 10%-ной соляной кислоты (HCl) растворяет карбонаты кальция ($CaCO_3$), т.е. при 10%-ном растворе HCl известняк ($CaCO_3$) вскипает. Кварциты и кварцевые песчаники в присутствии **нафтового масла** растворяются и выщелачиваются.

Главными факторами растворения горных пород при увлажнении является температура растворителя, т.е. температура нагретой воды от тепловых сооружений и движения горячей воды с выносом растворимых солей из состава горных пород. С увеличением температуры водных растворов растворимость горных пород резко увеличивается.

Согласно диффузионно-кинетической теории, процесс растворения описывается уравнением:

$$\frac{dq}{dt} = K \cdot A_1 \cdot (W_H - C)$$

где q – количество вещества, перешедшего в водный раствор за время ; K – коэффициент скорости растворения; A_1 – поверхность растворения горной породы; W_H – предельное насыщение породы горячей водой; C – концентрация раствора.

Коэффициент скорости растворения можно определить по формуле:

$$K = \frac{1}{\alpha} + \frac{1}{\beta}$$

где α и β – коэффициенты межфазового и диффузионного процесса растворения.

В зависимости от соотношений коэффициентов α и β возможны три варианта процесса растворения: при $\alpha > \beta$ протекает **диффузионный**, при $\alpha < \beta$ - **кинетический**, а при $\alpha < \beta$ - **смешанный** (диффузионно-кинетический процесс растворения горных пород).

К диффузионным процессам растворения уязвимы: природный двуводный гипс ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), галит, хлористый натрий ($NaCl$), хлористый кальций ($CaCl_2$); к **кинетичес-**

ким процессам растворения – ангидрид ($CaSO_4$); к смешанным – известняк ($CaCO_3$), доломит ($CaCO_3 \cdot MgCO_3$) и прочие.

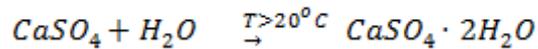
Растворению карбонатных пород в природных водах всегда содержащих окис углерода (CO_2), предшествует химическая реакция:



де $Ca(HCO_3)_2$ – бикарбонат кальция.

Продукт растворения бикарбоната кальция легко растворимые в воде, особенно при высокой температуре воды ($> 50^\circ C$).

Перед растворением ангидрида происходит его гидратация, т.е. переход к природному двухводному гипсу в течение 60÷70 суток. Это относится к кинетическим межфазовым типам растворения по формуле:



а затем протекает растворение двухводного гипса.

Этот процесс сопровождается набуханием, затем отслоением. Скорость растворения гипса в 2÷4 раза больше чем скорость растворения ангидрида.

Диффузионный процесс растворения отличается высокой скоростью растворения при движении воды с смыванием растворенных веществ.

Кинетические и смешанные виды растворения являются функциями многих факторов, таких как температура растворителя (воды) $T^\circ C$, скорость движения воды V , м/с, коэффициент диффузии D , м²/с, вязкость воды $\nu = 10^{-6}$ м²/с, давление трещиноватых пород. В свою очередь D и ν зависят от температуры растворителя (воды). Трещиноватость карбонатных пород благоприятствует ускорению скорости фильтрации горячей воды, тем и ускоряет растворение пород.

В сульфатных породах растворимость непосредственно зависит от содержания ионов в подземных водных легкорастворимых солей. Например, водный раствор имеющий в составе растворимых ионов из хлора Cl^- , SO_4^{2-} и др. в 4÷8 раз ускоряет сроки растворения сульфатных пород, чем пресная вода. Эти же ионы оказывает существенное влияние эрозионному процессу карбонатных пород.

Нерастворимые включения в гипсах и карбонатных породах, а также обрушения кровли труднорастворимых горных пород, могут на длительное время прервать растворение сульфатных и карбонатных горных пород.

Соляные горные породы обычно бывают нетрещиноватыми или слаботрещиноватыми. Поэтому эти породы растворяются с поверхности при контакте с водой, особенно с горячей водой. Растворенные части фильтруются, смываются и создают оседания поверхности массива из этих пород.

Оседания поверхности или карстовые провалы в основном занимают локальный участок, ограниченной трещиноватостей и интенсивностями увлажнения горячей водой, а также движением растворенных частей породы.

Интенсивность карстовых провалов и оседания поверхности массива из растворимых горных пород зависят от свойств подземных вод, от температуры, от химического состава и механического свойства горных пород.

Как отмечается в работах Толмачева В.В. и Ройтера Ф., Хоменко В.П., Зиангирова Р.С., Печеркина И. А., Зверева В.П., Лехова А.В. [1÷5] и др. определение скоростей растворения карстующихся пород является сложнейшей проблемой, так как в основном растворение начинается на большой глубине массива и исходные параметры процесса растворения не известны. До сих пор не изученными остается влияние температуры воды позволяющий приблизительно оценить скорость растворения карстующихся пород.

Значение коэффициента скорости растворения можно определить экспериментальным путем и использованием теории подобия в лабораторных и полевых условиях. Нами проведены эксперименты по прогнозированию растворимости сульфатной породы (ангидрита) в лабораторных условиях, путем ускорения растворения с помощью сильного кислотного катализатора H_2SO_4 без подогрева при обычной температуре водного раствора ($20^\circ C$) и с подогревом до температуры $60^\circ C$ водного раствора в различных концентрациях H_2SO_4 . Такие же эксперименты были проведены в присутствии кислотной концентрации $NaCl$. Результаты изменений растворимости ангидрита в зависимости от концентрации H_2SO_4 и $NaCl$ при различных температурах ($20^\circ C$ и $60^\circ C$) показаны на рис.1. Из рис.1 видно, что увеличение температуры воды до $60^\circ C$, примерно в 2,8-4 раза увеличивает растворимость сульфатных горных пород по сравнению с водой температурой $20^\circ C$.

В условиях растворение горных пород движением горячей воды, нагретой от тепловых сооружений, приводит к развитию карстовых явлений, как показано на рис.2.

Методами электроразведки можно изучать растворение горных пород на определенной глубине массива, при котором является карстовым типом засыпанного вида, т.е. закрытого карста. Этот метод основан на последовательном замере потенциалов точек электрического поля, расположенных по прямым линиям относительно одной центральной точки (рис.2, б), выявленные таким образом аномалии потенциала обычно указывают на наличие источника растворенных пород в локальной участке.

Карстовые явления сопровождаются карстовыми провалами, мульдой оседаний поверхности земли, закрытыми карстами засыпанными грунтами и глубокими пещерами. При образовании крупной мульды оседания вертикальные деформации земной поверхности сопровождаются наклонами и кривизной поверхности.

Механизм развития карстовых явлений, особенно от влияний движения горячей воды до сих пор не достаточно изучены и какие-либо решения задачи по ликвидации источников влияний, а также прекращения развития карстовых провалов отсутствуют. Необходимы специальные исследования для выявления конкретных причин и скоростей растворения горных карстообразующих пород при движении подземных вод нагретых от просачивающихся высоких температур с химическими реагентами в процессе эксплуатации тепловых сооружений.

1. Установлено, что горячая вода с химическими реагентами нагреваемая от просачивающейся температуры от тепловых сооружений имеет движение в массиве из горных пород, на своем пути растворяют быстрорастворимые соли и превращаются в водные растворы с химическими реагентами и сильно влияют на растворение горных пород. При этом главными факторами растворения горных пород являются температура растворителя (воды), химические реагенты и скорость движения водного раствора.

2. Скорость растворения горных пород можно определить в лабораторных и полевых условиях, путем проведения экспериментальных исследований. При определении скоростей растворения горных пород можно использовать критерии подобия Маргулиса, Рейнольдса, Фурье, Пекле. В ходе химико-кинетического моделирования учитывается движение растворителя с химическими растворами в щели горной породы, вязкости растворителя, коэффициента диффузии растворимого вещества находящегося в составе горных пород.

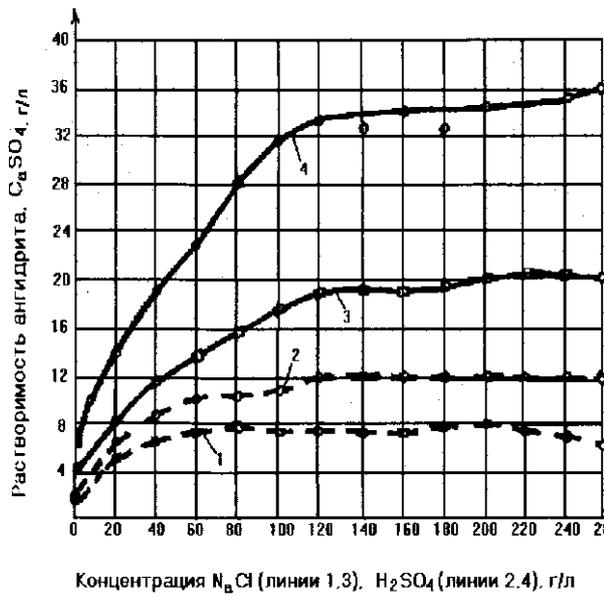


Рисунок 1 – Зависимость растворимости $CaSO_4$ от концентрации $NaCl$ (1 и 3); H_2SO_4 (2 и 4) при температуре $20^\circ C$ (линии 1 и 2) и температуре $60^\circ C$ (3 и 4).

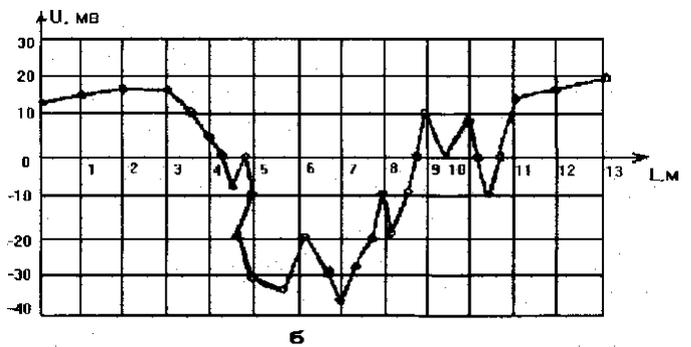
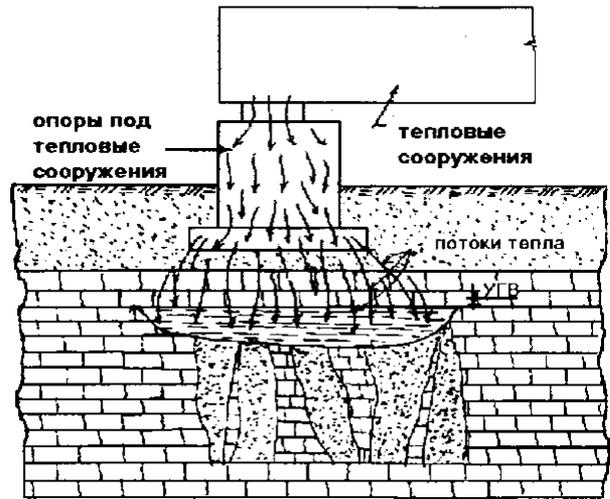


Рисунок 2 – Растворение горных пород от движений горячей воды; а – общий вид растворения карбонатных горных пород; б – изменение электрических потенциалов точек, характеризующих растворение карбонатных пород

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Толмачев В.В., Ройтер Ф. Инженерное карстоведение. М.: «Недра», 1990.-152с.
2. Хоменко В.П., Зиангиров Р.С. Экспериментальное изучение закономерностей формирования провалов в песках, перекрывающих карстовые полости.-//Инженерная геология, 1981, №2, с.72-82.
3. Печеркин И.А. Геодинамика сульфатного карста. Изд-во Иркутского Университета, 1986.-86с.
4. Зверев В.П. Роль подземных вод в миграции химических элементов. М.: «Недра», 1982-96с.
5. Лехов А.В. Моделирование карстового процесса.- //Инженерная геология, 1981, №:1, 4.с.89-96..

УДК 622.831.3

Иванов А.С., к.т.н., доц., Комаров В.О., ст. гр. ГРб-10-1, Гвинианидзе Д.Э., ст. гр. ГРб-11-1, Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина

АНАЛИЗ ОСНОВНЫХ ФАКТОРОВ, ВЛИЯЮЩИХ НА ПРОЦЕСС ОБРУШЕНИЯ КРОВЛИ, В УСЛОВИЯХ ИНТЕНСИФИКАЦИИ ГОРНЫХ РАБОТ

Несмотря на сложность горно-геологических условий, эффективность угледобычи в Украине последние годы растет за счет концентрации горных работ и повышения их темпов при внедрении новой высокопроизводительной техники.

При этом увеличение скорости отработки пластов угля приводит к быстрому обнажению больших площадей в породном массиве, что неоднозначно сказывается на поведении породного массива вблизи очистного забоя лавы и подготовительных выработок. В частности, при быстром подвигании очистного забоя в условиях крепких пород кровли образуется консольное зависание пород кровли. При полном обрушении момент посадки кровли сопровождается динамическими эффектами, скачкообразным ростом нагрузки на крепь лавы и примыкающих выработок. Создается опасная ситуация для людей и оборудования, находящихся в подготовительных выработках.

Поэтому в данной работе изучается влияние темпов очистных работ на посадку основной кровли для повышения безопасности ведения горных работ и труда рабочих.

Основная научная идея исследований заключается в том, что прочность горных пород, а с ней и способность подземных выработок поддерживать форму и размеры, имеют функциональную связь со скоростью нагружения породной среды в процессе перераспределения напряжений при непрерывном подвигании фронта очистных работ и формировании выработанного пространства. Влияние скорости нагружения на формирование напряженного состояния породного массива является сложной геомеханической задачей. Первым шагом к ее решению является накопление и обработка статистических данных об обрушении пород кровли угольных пластов в различных горно-геологических условиях.

Поэтому в данной работе выполняется статистический анализ информации, накопленной в разные годы сотрудниками Национального горного университета. Используются методы математической статистики, в частности корреляционный анализ и метод группового учёта аргументов (МГУА).

В качестве объекта статистического анализа выбран шаг обрушения основной кровли – генеральный (первичный) и установившийся. Этот показатель, во-первых, объективно отражает геомеханические процессы, происходящие при развитии очистных работ, во-вторых, не требует специальных наблюдений и традиционно отражается в шахтной документации.

Для анализа угледобывающие предприятия Донбасса были сгруппированы по территориальному признаку с тем, чтобы анализировать шахты с близкими условиями формирования литологических разностей.

Расположение групп шахт относительно распределения групп метаморфизма представлено на рис. 1. Из распределения групп метаморфизма углей можно сделать вывод об общей тенденции увеличения степени метаморфизации с запада на восток. На шахтах группы D разрабатывают угли в условиях слабых трещиноватых пород, величина шага обрушения пород кровли невелика и, скорее всего, видимого влияния скорости подвигания лавы на данный параметр здесь не ожидается. Шахты группы С расположены в более устойчивых и крепких породах, однако, из-за ярко выраженной вертикальной трещиноватости пород кровли величина шага обрушения основной кровли обуславливается

скорее размером блоков пород между трещинами. Можно предположить, что влияние скорости подвигания забоя на шаг обрушения будет наиболее выраженным для шахт групп А и В. Эти группы объединяют шахты с крепкими слабо и средне трещиноватыми породами и добывают крепкие, преимущественно антрацитовые угли.

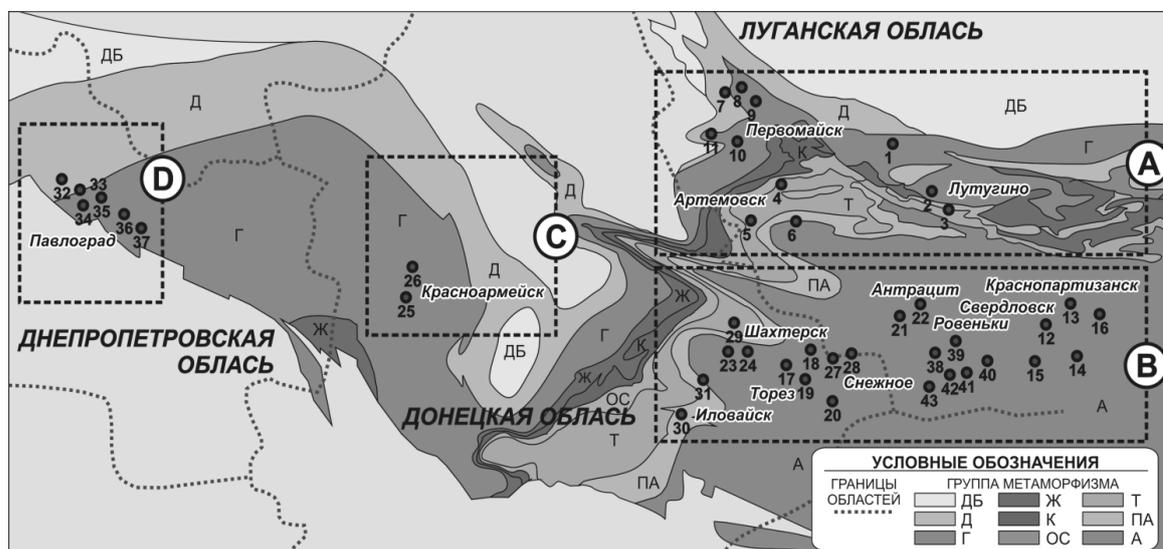


Рисунок 1 – Расположение групп шахт относительно распространения групп метаморфизма углей Донецкого угольного бассейна (марки угля: ДБ – длиннопламенные бурые; Д – длиннопламенные; Г – газовые; Ж – жирные; К – коксовые; ОС – отощенно-спекающиеся; Т – тощие; ПА – полуантрациты; А – антрациты)

В данной работе проанализированы статистические данные о скоростях ведения очистных работ и шаге обрушения кровли для шахт, расположенных в Донецкой и Луганской области, добывающих угли высокой степени метаморфизма – антрациты. Собраны и проанализированы данные для следующих шахт: ГП «Свердловантрацит»: Должанская-Капитальная, Свердлова, Центросоюз, Харьковская, Красный партизан; ГП «Антрацит»: Комсомольская, Партизанская; ГП «Ровенькиантрацит»: ш.у. им. Дзержинского, ш.у. Ровеньковское, № 81 «Киевская», им. Фрунзе, им. Вахрушева, им. Космонавтов и др.

Оценка факторов, влияющих на обрушение пород кровли очистных выработок, выполнялась на основе метода группового учета аргументов (МГУА) [1].

Исследуемую переменную величину – шаг обрушения кровли – будем рассматривать как функцию m влияющих факторов $y(x)=f(x_1, x_2, \dots, x_m)$. МГУА основан на оценке степени влияния каждого из этих факторов и выделения из них наиболее значимых.

Класс моделей, генерируемых с помощью алгоритма МГУА, в общем случае имеет вид:

$$y = \sum_{q=1}^s a_q * \prod_{j=1}^m x_j^\alpha \quad (1)$$

где: y – выходная переменная; q – номер члена в модели; s – число членов в модели; a_q – коэффициент при q -м члене; x_j – j -я входная переменная $j=1, 2, \dots, m$; m – число входных переменных; α – показатель степени, в которой j -я входная переменная входит в q -й член.

На основе критерия структурной идентификации [1] для первичного шага обрушения получена зависимость:

$$a_{пер} = 36,7740 \cdot \Omega + 0,2364 \cdot m \cdot \alpha \cdot V + 0,1375 \cdot m \cdot m_k \cdot \alpha \quad (2)$$

Для установившегося шага обрушения прогностическая модель имеет вид:

$$a_{уст} = 8,7249 \cdot \Omega + 0,1122 \cdot V \cdot \Omega + 0,0163 \cdot m \cdot l_t \cdot m_k \quad (3)$$

Данные для построения прогностических моделей имеют следующие условные обозначения.

Шаг обрушения кровли первичный – $a_{пер}$, м; Шаг обрушения кровли установившийся – $a_{уст}$, м; Длина лавы – d_l , м; Мощность пласта – m , м;

Угол падения пласта – α , град; Мощность пород кровли (основной) – m_k , м; Расстояние между трещинами – l_t , м; Скорость подвигания лавы – V , м/мес; Комплексный показатель разработки $\Omega = H \cdot \gamma / (k_c \cdot 100) - \Omega$; где, H – глубина заложения выработки, м. γ – объемный вес пород, т/м³; k_c – коэффициент структурного ослабления.

Анализ показывает, что структура прогностических моделей различна для первичного и установившегося обрушений. Данные, собранные по первичным обрушениям кровли, говорят о том, что значимыми факторами являются длина лавы, угол наклона пласта, мощность основной кровли и расстояние между трещинами. Скорость подвигания забоя также является влияющим фактором, нелинейно входящим в структуру модели.

При анализе установившегося обрушения скорость подвигания забоя входит в уравнение с большим весовым коэффициентом наряду с параметром разработки и мощностью угольного пласта.

Таким образом, статистический анализ на основе МГУА показал, что скорость очистных работ в совокупности с показателями горно-геологических условий оказывает влияние на развитие геомеханических процессов в кровле над выработанным пространством. Это влияние носит нелинейный характер и не может быть оценено однозначно. Основным результатом обработки данных является выбор дальнейшего направления исследований – изучение данного фактора более детально, путем исключения других влияющих факторов.

Покажем реализацию первого направления на примере группы очистных забоев шахт ГП «Свердловантрацит». Лавы шахт «Должанская-Капитальная», «Свердлова» и «Красный Партизан» имеют сходные параметры отработки и механизации. Диапазон глубин колеблется от 840 до 1265 метров. Средняя глубина отработки 922 метра. Коэффициент крепости и объемный вес пород кровли также сходны.

Для шахт этой выделенной группы зависимость шага обрушения от скорости ведения очистных работ имеет ярко выраженный характер и аппроксимируется логарифмической зависимостью с коэффициентом корреляции $R^2=0,4957$ для первичного обрушения и $R^2=0,6076$ для установившегося (рис. 2). Высокий коэффициент корреляции полученных зависимостей для забоев со сходными условиями отработки дает основание полагать, что при прочих равных условиях увеличение скорости подвигания забоя приводит к увеличению шага посадки основной кровли.

В самом общем виде зависимость шага обрушения a , от скорости подвигания очистного забоя V можно представить в виде логарифмической функции:

$$a = B + A \ln V \quad (4)$$

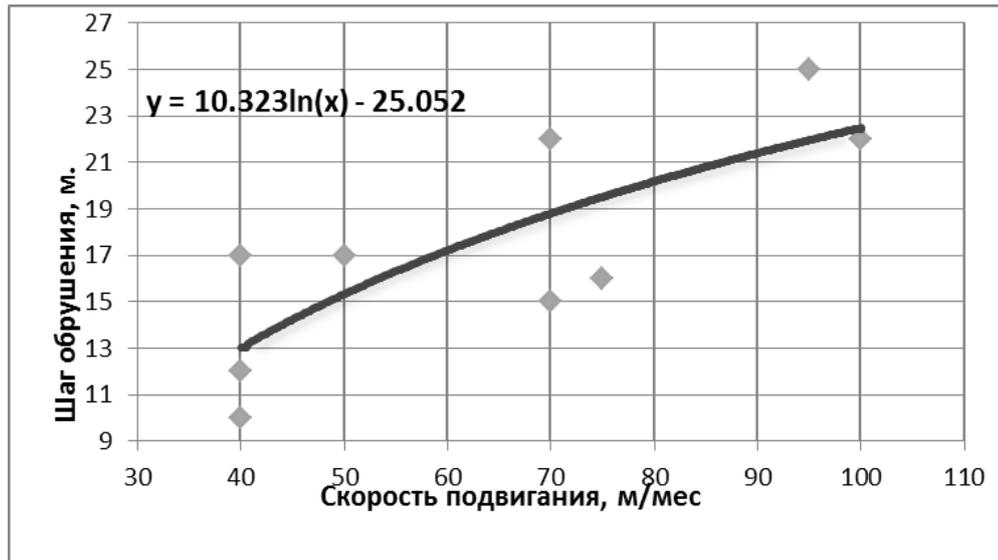


Рисунок 2 – Зависимость шага обрушения от скорости подвигания забоя лавы для шахт ГП «Свердловантрацит» (установившееся обрушение)

Параметры А и В отражают влияние на характер обрушения множества факторов. В частности для шахт ГП «Свердловантрацит» имеет вид.

$$y = 10,323\ln(x) - 25,052 \quad (5)$$

Выводы: Таким образом, на основе обработки статистических данных методами корреляционного анализа и учета групповых переменных установлено, что для углей с высокой степенью метаморфизма скорость подвигания очистного забоя приводит к увеличению посадки основной кровли, Зависимость (2.2) позволяет прогнозировать обрушение основной кровли для шахт группы ГП «Свердловскантрацит». Шаг обрушения кровли в лаве, на данный момент, определяется исходя из опыта и примерных предположений. Прогнозирование критического размера выработанного пространства для конкретных горно-геологических условий позволит обоснованно разрабатывать мероприятия по охране подготовительных выработок и предотвращению негативного воздействия динамических явлений, связанных с обрушением значительного объема горной массы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ивахненко А.Г. Метод группового учета аргументов - конкурент метода стохастической аппроксимации // Автоматика. - 1968. - № 3. - С. 58-72.

УДК 624.15:624.131.23.

Самедов А.М., д.т.н., проф., Тарасюк О.С., асс., Кравец О.Ю., студ., НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина

ИЗМЕНЕНИЕ ОБЪЕМНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЛЕССОВИДНЫХ СУГЛИНКОВ ПРИ ГИДРОСТАТИЧЕСКОМ СЖАТИИ

В инженерной практике часто встречаются случаи, в которых основанием подземных сооружений являются структурно-неустойчивые грунты в виде лессовидных суглинков. Этот грунт при увлажнении даёт просадочные деформации. Поэтому применяют инженерные мероприятия в виде защиты от увлажнений, т.е. сохранение природной влажности, как приведены во многих литературных источниках, в т.ч. в трудах [1 ÷ 8].

Однако, при эксплуатации возведенных подземных сооружений на этих грунтах, все-таки просачивается влага под фундаментом, и основания увлажняются, происходит изменение объемной деформации и ползучести при гидростатических напряжениях сдвига в осевых и радиальных направлениях.

Цель настоящей статьи – определить объемные деформации и деформации ползучести в зависимости от среднего нормального напряжения во времени.

Гидростатические напряжения сдвига изменяют объемную деформацию лессовидных суглинков в природной влажности. Как известно, лессовидные суглинки при естественной влажности, примерно $W = 0,04 \div 0,12$ по разному сопротивляются растяжению и сжатию. Силы внутреннего трения объемной деформации в этих грунтах зависят не только от гидростатического давления σ , но и от напряжений сдвига σ_i , выраженных интенсивностью нормальных и касательных напряжений. Тогда, общие напряжения σ и деформация ε будут функциями φ_1 и φ_2 , а так же f_1 и f_2 от деформации ε и напряжений σ , т.е.:

$$\sigma = \varphi_1(\varepsilon) + \varphi_2(\varepsilon_i, \sigma_i); \varepsilon = f_1(\sigma) - f_2(\sigma, \varepsilon_i), \quad (1)$$

где $\sigma = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$ – среднее нормальное напряжение или гидростатическое давление; $\varepsilon = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)/3$ – средняя деформация, равная 1/3 объемной деформации ε_0 ;

$\sigma_i = \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2}$ – интенсивность касательных напряжений; $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – компоненты нормальных; $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ – пары касательных напряжений в случае изотропного материала;

$\varepsilon_i = \sqrt{\frac{2}{3}[(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2] + \gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2}$ – интенсивность деформации сдвига; $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ – компоненты нормальных; $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$ – пары касательных деформаций в случае изотропного материала.

Первый член уравнения (1) характеризует сопротивление лессовидного суглинка от гидростатических давлений σ , состоящих из средних нормальных компонентов напряжений, а второй – влияние на объемные деформации напряжений сдвига σ_i .

Для выяснения закономерности изменение объемного деформирования при гидростатических напряжениях сдвига были проведены испытания лессовидных суглинков на 3-хосном сжатии и ползучести в приборе стабилометр. Взятые пробы лессовидного суглинка имели следующие физико-механические характеристики:

Удельный вес частицы $\gamma_s = 27,4 \text{ кН/м}^3$; удельный вес $\gamma = 17,1 \text{ кН/м}^3$; пористость $n = 46\%$; число пластичности $-I_p = 0,192 - 0,10 = 0,092$; угол внутреннего трения $\varphi = 24^\circ$; сила сцепления $c = 0,086 \text{ МПа}$; природная влажность $W = 0,08$; удельный вес сухо-

го грунта $\gamma_L = 14,1 \text{ кН/м}^3$; предел текучести $W_L = 0,192$; предел раскатывания $W_p = 0,10$; относительная просадочность $\varepsilon_{si} = 0,14$; коэффициент фильтрации $K_f = 2,6 \text{ см/час}$.

Образцы имели форму цилиндров с соотношением высоты к диаметру, т.е. $h/d = 2$, диаметр $d=100 \text{ мм}$.

Измеряли осевую ε_z , радиальную ε_x и объемную ε_0 деформации при различных гидростатических давлениях ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = P = 3\sigma$), которые в течение каждого опыта поддерживались постоянными.

Были проведены две серии испытаний идентичных образцам-близнецам. Первая серия предусматривала поведение лессовидного суглинка объемных деформаций при гидростатическом сжатии в условиях ползучести. При испытании принимались величины среднего нормального напряжения $\sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}$; $\sigma_2 = 0,1 \text{ МПа}$; $\sigma_3 = 0,15 \text{ МПа}$; $\sigma_4 = 0,20 \text{ МПа}$; $\sigma_5 = 0,25 \text{ МПа}$; $\sigma_6 = 0,3 \text{ МПа}$. Время воздействия нагрузки были приняты $t_1 = 30 \text{ сек}$; $t_2 = 1 \text{ мин}$; $t_3 = 5 \text{ мин}$; $t_4 = 20 \text{ мин}$; $t_5 = 40 \text{ мин}$; $t_6 = 1 \text{ час}$; $t_7 = 10 \text{ час}$; $t_8 = 24 \text{ час}$. Результаты испытаний приведены на рис. 1, а. Все кривые имеют затухающий характер. Наиболее интенсивные нарастания объемной деформации наблюдается в начальный период времени; затем резко затухают и стабилизируются. При максимальных гидростатических давлениях $\sigma_6 = 0,3 \text{ МПа}$ в течение $t_6 = 1 \text{ час}$, объемная деформация составила $\varepsilon_0 = -0,77 \cdot 10^{-2} 1/ч$, а в конце опыта после $t_8 = 24 \text{ час}$ оно стало $\varepsilon_0 = -1,6 \cdot 10^{-2}$, т.е. увеличилась примерно в 2,1 раза. Деформация до времени $t_6 = 1 \text{ час}$ во всех значениях гидростатического давления растет быстро и является упругой, так как при разгрузке восстанавливается почти полностью, это видно из рис. 1, а. Зависимости объемной деформации от среднего нормального напряжения σ для различных моментов времени воздействия загрузки от $t_1 = 30 \text{ сек}$ до $t_8 = 24 \text{ часа}$ показано на рис. 1, б.

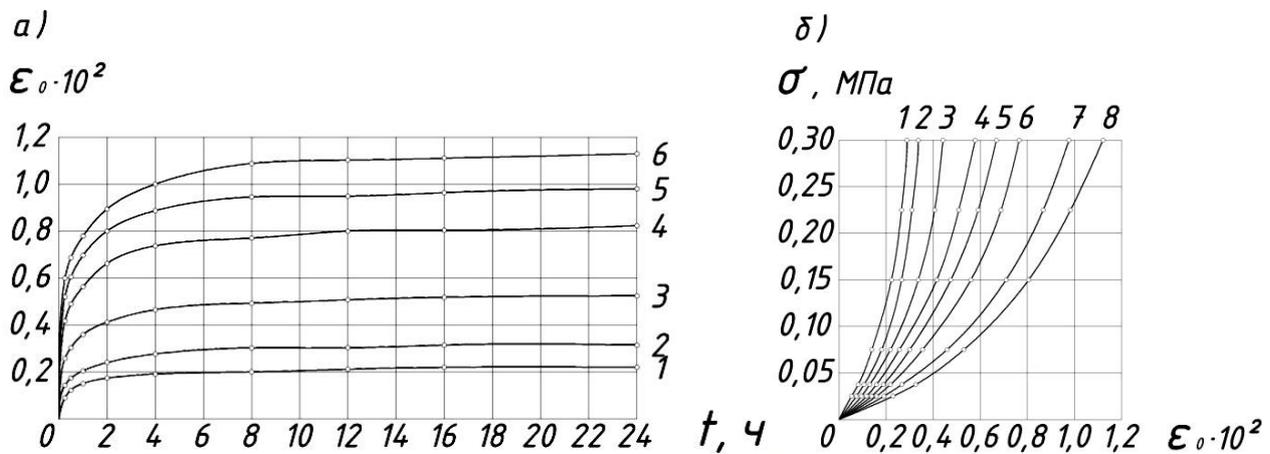


Рисунок 1 – Объемные деформации лессовидных суглинков при гидростатическом сжатии.

а – кривые ползучести объемных деформаций при различных значениях среднего нормального напряжения: 1- $\sigma = 0,05 \text{ МПа}$; 2- $\sigma = 0,10 \text{ МПа}$; 3- $\sigma = 0,15 \text{ МПа}$; 4- $\sigma = 0,20 \text{ МПа}$; 5- $\sigma = 0,25 \text{ МПа}$; 6- $\sigma = 0,30 \text{ МПа}$; 1- $t_1 = 30 \text{ сек}$.; 2- $t_2 = 1 \text{ мин}$.; 3- $t_3 = 5 \text{ мин}$.; 4- $t_4 = 20 \text{ мин}$.; 5- $t_5 = 40 \text{ мин}$.; 6- $t_6 = 1 \text{ ч}$.; 7- $t_7 = 10 \text{ ч}$.; 8- $t_8 = 24 \text{ ч}$.

б – зависимость объемной деформации от среднего нормального напряжения для различных моментов времени воздействия нагрузки

Опыты второй серии предусматривали изучение влияния напряжений сдвига на объемную деформацию лессовидного суглинка природной влажности $W=0,08$. Испытания проводились при различных соотношениях σ_z и $\sigma_x = \sigma_y$. Эти соотношения подбирали так, чтобы в опытах каждой серии величина среднего нормального напряжения сохранялась по-

стоянной, а интенсивности абсолютной величины касательных напряжений $\sigma_i = 1/\sqrt{3} |\sigma_x - \sigma_y|$ были различными для каждого из испытываемых образцов, но неизменными в процессе опыта. Испытания проводились при величине среднего нормального напряжения $\sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}$; $\sigma_4 = 0,20 \text{ МПа}$; $\sigma_6 = 0,3 \text{ МПа}$ по 3 шт. образцов-близнецов. Для I-ой серии были испытаны всего 9 шт. образцов-близнецов и II-ой серии 12 шт., а именно при $t_1 = 30$ сек; $t_3 = 5$ мин; $t_6 = 1$ [час и т] $t_8 = 24$ часа.

Результаты опытов при среднем нормальном напряжении $\sigma_4 = 0,20 \text{ МПа}$ показаны в виде кривых ползучести в координатах $\varepsilon_z \approx t$, $\varepsilon_x \approx t$ и $\varepsilon_0 \approx t$ на рис.2, а, б и в., которые характеризуют процесс развития осевых ε_z , радиальных ε_x и объемных ε_0 деформаций образца во времени t .

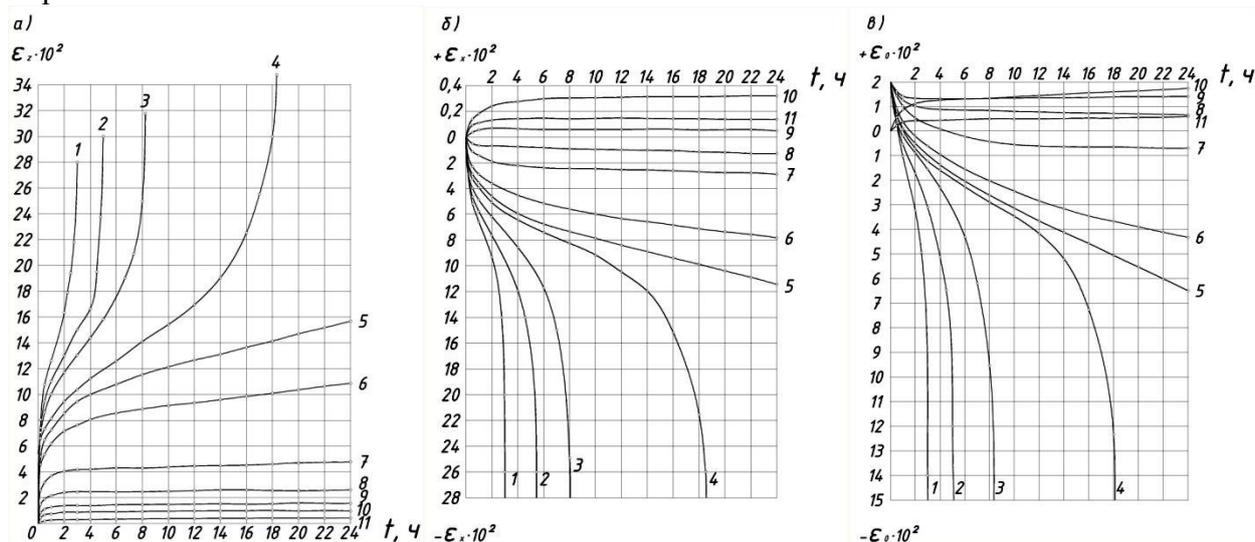


Рисунок 2 – Кривые ползучести осевых (а), радиальных (б) и объемных деформаций (в) лессовидных суглинков при различных значениях интенсивностей касательных напряжений сдвига. 1-0,26; 2-0,24; 3-0,22; 4-0,18; 5-0,16; 6-0,14; 7-0,12; 8-0,09; 9-0,06; 10-0,13; $[(11-\sigma)]_1 \text{ МПа}$.

Из рисунка $\varepsilon_z \approx t$ (рис.2,а) видно, что в условиях трехосного сжатия при $\sigma_z > \sigma_x = \sigma_y$ процесс деформирования лессового суглинка во времени имеет три стадии ползучести: а) неустановившаяся ползучесть - характеризуемая нарастанием скорости деформирования, зависящей от величины касательных напряжений σ_i ; б) полу-установившаяся ползучесть. Здесь скорость деформирования начинает стабилизироваться. Радиальные деформации могут быть в виде сжатия (положительное) и расширения (отрицательное) значение. При малых величинах σ_i образцы сжимаются (происходит уплотнение), а при больших величинах σ_i происходит разрыхление (расширение); в) установившаяся ползучесть. Здесь скорость деформации стабилизируется.

На рис.2, б, показаны кривые ползучести радиальных деформаций при различных значениях напряжений сдвига σ_i .

Как видно из рис.2. б, при малых величинах σ_i (примерно, $\sigma_i = 0,03 \div 0,14 \text{ МПа}$) происходит уплотнение, а после начинается разуплотнение, т.е. знаки деформации изменяются. Причем после 2÷4 времени деформация ползучести стабильно уменьшается.

На рис.2, в, показаны кривые объемной деформации ползучести во времени. Здесь объемные деформации определены по данным измерений осевых ε_z и радиальных ε_x деформаций и уточняли непосредственные измерения объемов образца в процессе опытов, которые были установлены в завернутом виде в полиэтиленовую пленку в виде цилиндрической формы с наружными размерами диаметром $d=100$ мм, высотой $h=200$ мм.

Из графика рис.2, в видно, что в начальный момент времени при всех значениях напряжений сдвига σ_i было зафиксировано значительное уменьшение объемов образцов-

близнецов. При малых значениях напряжений сдвига σ_i (кривые 6 и 7) происходит дальнейшее уменьшение образца. Кривые ползучести имеют затухающий характер. При больших значениях напряжений сдвига $\sigma_i = 0,26$ МПа и более уплотнение лессовидного суглинка наблюдается только в начальный момент времени $t=2$ часа, затем происходит увеличение его объема – тем в большей степени, чем больше σ_i тем и больше разрыхление.

На рис. 3, приведены зависимость объемной деформации ε_0 от интенсивности касательных напряжений сдвига σ_i для различных моментов времени воздействия нагрузки.

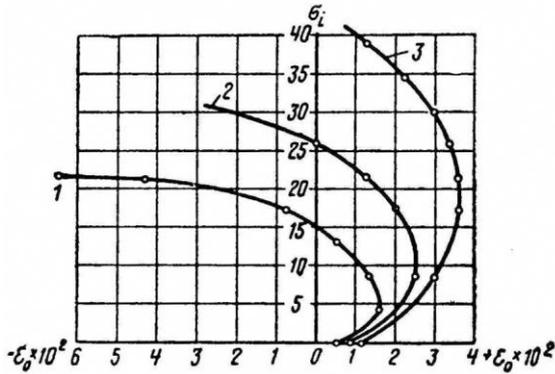


Рисунок 3 – Зависимость объемной деформации ε_0 от интенсивности касательных напряжений сдвига σ_i , при различных значениях среднего нормального напряжения σ : 1- $\sigma = 0,10$ МПа; 2- $\sigma = 0,20$ МПа; 3- $\sigma = 0,30$ МПа

Здесь дана измененная деформация ползучести для величины среднего нормального напряжения кривая. Из этого графика видно, что деформация, вызванная гидростатическим давлением, за время от 30 сек до 24 ч. Увеличилась от $\varepsilon_0 = -0,26 \cdot 10^2$ до $-0,50 \cdot 10^2$, т.е. почти в 2 раза. Дополнительное уплотнение под воздействием напряжений сдвига при $\sigma_i = 0,15$ МПа в свою очередь увеличилось примерно в 2 раза, а разуплотнение по отношению к первоначальному объему за 24 ч. увеличилось более чем в 6 раз.

Выводы. Результаты опытов показывают существенное влияние напряжений сдвига на объемную ползучесть лессовидных суглинков при природной влажности. Причем это влияние в зависимости от величины напряжений сдвига σ_i проявляется как в виде уплотнения, так и разуплотнения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гельфандбейн А.М., Гелис Л.А. Методические рекомендации по проектированию оснований промышленных зданий, возводимых на просадочных грунтах. Харьков: Промстройпроект, – 1981, – 103с.
2. Клепиков С.Н., Вайнберг А.С. Методические рекомендации по расчету естественных и преобразованных массивов просадочных грунтов при замачивании. Изд. НИИСК Госстроя СССР, г. Киев, – 1983 – 75с.
3. Рыжов А.М. Определение прочности и деформируемости грунтов в строительстве. Киев, Будівельник, –1976. –134с.
4. Самедов А.М. О реологических моделях лессовых просадочных грунтов.//Вісник НТУУ”КПІ”, серія „Гірництво”, вип. 3., Київ, –2003. –с. 39-44.
5. Самедов А.М. Расчет и проектирование оснований и фундаментов (учебник на азерб. яз.) Изд-во „Маариф”, г. Баку. – 1992. –494 с.
6. Самедов А.М., Білоус Н.Г. Про реологічні особливості лесового ґрунту II типу просадності.//Вісник НТУУ”КПІ”, серія „Гірництво”, вип. 2., Київ, –2000р. –с. 7-11.
7. Цытович Н.А. Основания и фундаменты. М.:”Высшая школа”, –1970. –382с.

УДК 622.28

*Бабюк Г.В., д.т.н., проф., Леонов А.А., к.т.н., доц., Замаев Р.В., студ. гр. ГС-08-м,
Донбасский государственный технический университет, г. Алчевск, Украина*

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УЗЛОВ ПОДАТЛИВОСТИ РАСПОРНО-ПОДАТЛИВОЙ КРЕПИ С ВКЛАДЫШАМИ

Одной из актуальных проблем угольной отрасли является поддержание подготовительных выработок при интенсивном проявлении горного давления. На данный момент параметры крепи (сечение выработки, сопротивление в податливом режиме, тип спецпрофиля, плотность установки рам, число узлов и конструктивная податливость) назначаются на стадии проектирования выработки, а, корректировать их в процессе её эксплуатации невозможно. Поэтому при изменении геомеханической ситуации крепь деформируется, а выработку приходится ремонтировать.

Цель работы состояла в обосновании параметров распорно-податливой крепи путем теоретических исследований устойчивости деформируемых систем.

На рис. 1 представлена предлагаемая конструкция крепи [1]. Данная крепь оснащена распорно-податливыми узлами, которые позволяют регулировать параметры крепи при эксплуатации выработки. В состав узлов входят регулировочные вкладыши повышенного сопротивления, которые деформируются вследствие потери устойчивости. Параметры работы крепи регулируются за счет изменения формы, длины и момента сопротивления вкладышей в узлах податливости. Для предупреждения работы крепи в нежелательных режимах при эксплуатации выработки периодически контролируют процесс деформирования вкладышей. Для этого в выработке оборудуют специальные наблюдательные пункты, которые состоят из вкладышей и измерительных устройств. Их монтируют в узлах податливости в местенумерации пикетов через 10-20 м для автоматизированного измерения податливости узлов и прогиба вкладыша. Данные о состоянии вкладыша передаются по каналам связи на пункт принятия информации на поверхности шахты. По полученной информации определяют усилия сопротивления узла податливости в данный момент, оценивают взаимосвязь деформаций разрушенных вокруг выработки пород со смещениями арки крепи, диагностируют форму проявления горного давления и, если ситуация становится критической, принимают решения по управлению состоянием крепи и пород в зоне неупругих деформаций путем замены деформированных вкладышей на новые и силового распора арки с помощью гидроцилиндров, монтируя их непосредственно на раме. Управление гидроцилиндрами осуществляется передвижными насосными гидравлическими станциями, например, НЕР-300.

Для обоснования параметров предлагаемой крепи проведены теоретические исследования предельной сжимающей нагрузки для вкладышей. Согласно существующим подходам к анализу деформируемых систем [2] под действием сжимающей силы $P > P_{кр}$ (где $P_{кр}$ – некоторое критическое значение) во вкладыше, рассматриваемом как упругий стержень, возникают изгибающие моменты, линейная зависимость между нагрузками и деформациями нарушается и наблюдается сильное нарастание прогибов при малом увеличении сжимающей силы. Это явление называется продольным изгибом. Переход в критическое состояние, как правило, сопровождается потерей устойчивости.

Впервые задача определения критической силы для центрально сжатого стержня была решена Л. Эйлером (1774 г.). Критической силой по Эйлеру называется наименьшее значение сжимающей силы, приложенной к прямолинейному стержню, при котором наблюдается изгиб стержня. Величину критической силы определяют по формуле:

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{\min}}{(\mu \cdot l)^2} \quad (1)$$

где E – модуль упругости материала, из которого изготовлен вкладыш; J_{\min} – минимальный момент инерции вкладыша; l – длина вкладыша; μ – коэффициент приведения длины, зависящий от способа закрепления вкладыша.

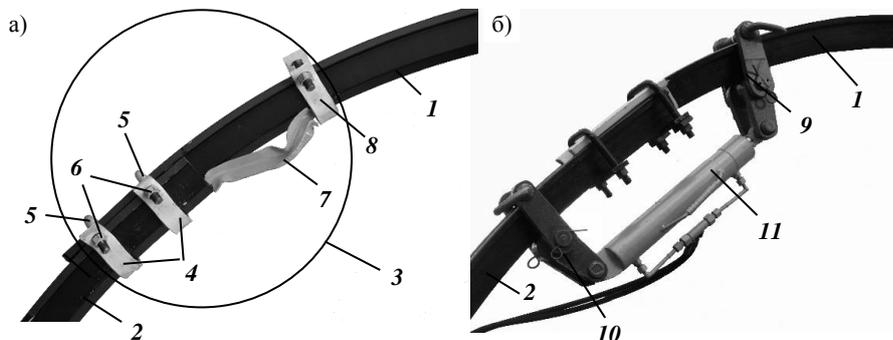


Рисунок 1 – Общий вид распорно-податливого узла металлической крепи из спецпрофиля: а – с деформированным вкладышем таврового сечения; б – с установленным гидроцилиндром для распора арки и установки вкладыша

1 – верхняк; 2 – стойка; 3 – распорно-податливый узел; 4 – прижимная фигурная планка; 5 – скоба; 6 – гайка; 7 – вкладыш; 8 – съемный упор; 9, 10 – эксцентровые захваты; 11 – гидроцилиндр

Формулой Эйлера не всегда можно пользоваться. При ее выводе использовалась гипотеза о линейно-упругом характере работы материала по закону Гука, который справедлив до тех пор, пока напряжения не превосходят предела пропорциональности.

Для того чтобы установить пределы применимости формулы Эйлера, определим критическое напряжение, т.е. напряжение, возникающее в поперечном сечении вкладыша при действии критической нагрузки,

$$\sigma_{кр} = \frac{P_{кр}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{\min}}{(\mu \cdot l)^2 \cdot A} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(\mu \cdot l / i)^2}, \quad (2)$$

где A – площадь поперечного сечения вкладыша; $i = \sqrt{J_{\min} / A}$ – наименьший радиус инерции поперечного сечения стержня.

Обозначим $\lambda = \mu \cdot l / i$. Величина λ называется гибкостью стержня, следовательно, критические напряжения равны

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}. \quad (3)$$

Приравняв критические напряжения пределу пропорциональности, получаем выражение для предельного значения гибкости

$$\lambda'_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_{ny}}}, \quad (4)$$

где σ_{ny} – предел пропорциональности материала.

Исходя из вышеизложенного, можно сделать следующий вывод. Для вкладышей, обладающих гибкостью $\lambda > \lambda'_0$, величина предельной сжимающей нагрузки должна определяться по формуле Эйлера. Если же $\lambda < \lambda'_0$, то формулой Эйлера пользоваться нельзя. Для низкоуглеродистых сталей $\sigma_{ny} = 200$ МПа и $E = 2,0 \cdot 10^5$ МПа

$$\lambda'_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_{ny}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 2 \cdot 10^{11}}{200 \cdot 10^6}} = 99,3 \approx 100.$$

Если стержень работает за пределами линейно упругих деформаций критическую силу необходимо вычислять по формуле Тетмайера–Ясинского. На основе аппроксимации большого числа экспериментальных данных Ф.С. Ясинский предложил следующую эмпирическую формулу для определения критических напряжений:

$$\sigma_{кр} = a - b \cdot \lambda, \quad (5)$$

где a и b – коэффициенты, зависящие от материала стержня.

Для низкоуглеродистых сталей $a = 310$ МПа, $b = 1,14$ МПа.

Необходимо отметить, что при малой гибкости стержня вместо потери устойчивости достигается опасное состояние материала, из которого изготовлен стержень, и формулой Ясинского пользоваться нельзя. В низкоуглеродистых сталях опасное состояние материала соответствует появлению пластических деформаций. Следовательно, формула Ясинского применима, если выполняется следующее условие $\sigma_{кр} < \sigma_m$. Тогда, принимая $\sigma_m = 240$ МПа, определим предельное значение гибкости:

$$\lambda''_0 = \frac{a - \sigma_m}{b} = 61,4.$$

Исследование зависимости предельной сжимающей нагрузки вкладышей от влияющих факторов (способа закрепления, длины, формы и размеров поперечного сечения) производилось с использованием программного пакета Maple [3]. Расчеты проведены для вкладышей в форме составного тавра, швеллера и составного прямоугольного поперечного сечения. Исследования показали, что несущая способность вкладышей изменяется в довольно широких пределах: от 2 кН (для вкладыша прямоугольного сечения 4×50 мм длиной 500 мм) до 276 кН (для вкладыша из швеллера №8 длиной 50 мм).

В качестве примера на рис.2 представлены зависимости изменения несущей способности вкладышей для различных видов закреплений и форм поперечного сечения.

Из анализа рисунка следует, что для всех форм поперечного сечения вкладыша и во всем диапазоне изменения параметров (за исключением прямоугольного вкладыша длиной $l = 50$ см при шарнирном его закреплении) справедливой является формула Ф.С. Ясинского

(5). Расчеты с использованием этой формулы свидетельствуют, что, независимо от формы сечения вкладышей, наибольшая их несущая способность достигается при двух заземленных концах ($\mu=0,5$) и минимальной длине. По мере роста длины вкладышей критическая сила уменьшается, причем максимальное снижение достигается при шарнирном закреплении их концов, то есть при значении коэффициента приведения длины стержня $\mu=1$. Снижение несущей способности вкладышей с прямоугольной формой поперечного сечения происходит более стремительно, чем для вкладышей в форме тавра и швеллера. Следует заметить, что критическая сжимающая нагрузка для вкладыша должна ограничиваться предельной несущей способностью профиля крепи, определяемой из условия образования пластического шарнира в самом нагруженном сечении.

Таким образом, для управления сопротивлением крепи в податливом режиме и приближения его к несущей способности крепи следует применять вкладыши в виде

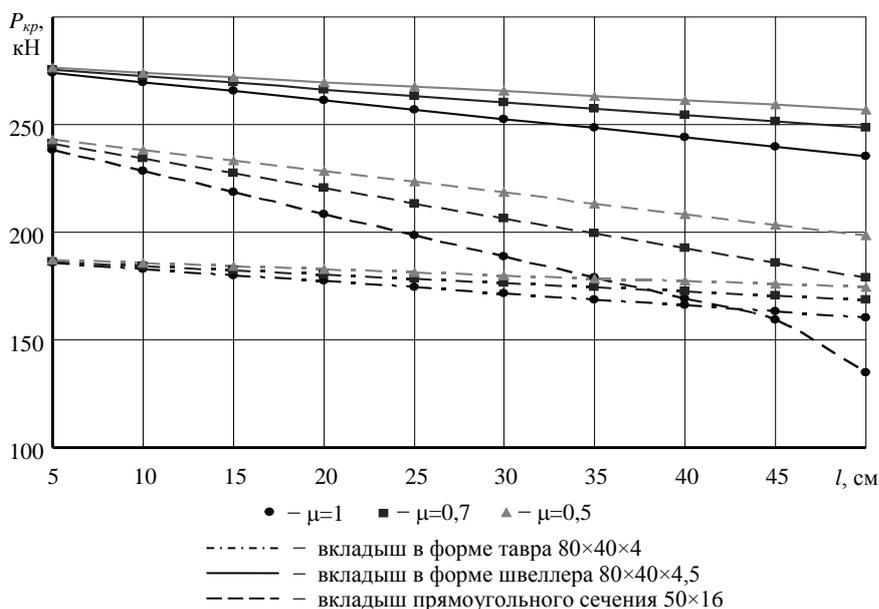


Рисунок 2 – Зависимости изменения предельной несущей способности вкладышей для различных видов закреплений и форм поперечного сечения

швеллера или тавра, изготовленного из двух уголков. Для более точного определения параметров вкладыша необходимо решить задачу о деформировании стержня при нагрузках превышающих критические с учетом сближения концов стержня, реальной величины прогиба, углов поворота на краях стержня и пластической стадии работы материала.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пат. 63550 Україна, МПК9 Е 21 D 11/14. Адаптивне розпірно-піддатливе кріплення / Бабиюк Г.В., Леонов А.О. (Україна); заявник і патентовласник Донбас. держ. техн. ун-т. – №и 20110376, заявл. 25.03.2011; опубл. 10.10.2011, Бюл. №19.
2. Беляев Н.М. Сопротивление материалов / Н.М. Беляев. – М.: Главная редакция физико-математической литературы изд-ва «Наука», 1976. – 608с.
3. Кирсанов М.Н. Maple и Maple / М.Н. Кирсанов. – Решения задач механики: Учебное пособие. – СПб.: Издательство «Лань», 2012. – 512с.

УДК 622. 283. 5

*Литвинский Г.Г., д.т.н., проф., Мартыщенко Р.В., студ. гр. ГС-08, ДонГТУ,
г. Алчевск, Украина*

ИССЛЕДОВАНИЯ РЕШЁТЧАТОЙ ЗАТЯЖКИ ДЛЯ РАМНОЙ КРЕПИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Актуальность исследуемой проблемы

-Затяжка является важным грузонесущим и распределительным элементом шахтных крепей. Ее расход при проведении горных выработок весьма высок (до 500 м³ на 1 км выработки), стоимость доходит до 40% от стоимости крепи, а на возведение затрачивается 25-30% затрат проходческого труда;

-надежность и безопасность горных выработок во многом предопределяются работоспособностью межрамных ограждений (затяжек);

-в данной работе рассмотрен механизм взаимодействия рамной крепи с породным массивом, приведен расчет несущей способности затяжки.

Анализ исследований и публикаций

Наиболее полная классификация подразделяет ограждения по функциям на несущие, изолирующие и комбинированного назначения. В подготовительных выработках угольных шахт обычно используют несущие конструкции межрамных ограждений - затяжки, которые могут быть жесткими (железобетонные конструкции), полуэластичными (стальные, деревянные, полимерные затяжки) и эластичными (металлическая сетка, рулонная стеклоткань и др.).

Недостатки затяжек:

-Большой расход металла, высокий уровень трудозатрат;

-Поперечные и продольные прутья одинакового диаметра;

-Недостаточная надежность соединения затяжек между собой.

Постановка задачи

Цель работы - определение несущей способности решетчатой стальной затяжки, а также возможные варианты скрепления ее между собой. Соединение решетчатых затяжек является их слабым местом, поэтому при монтаже решетчатая затяжка из-за неправильной установки теряет свою несущую способность в 2-3 раза.

Объект исследования - решетчатая затяжка для рамной крепи.

Предмет исследования - элемент решетчатой затяжки (стренг).

Задачи:

- проведение лабораторных испытаний несущей способности элемента затяжки (стренга);

- изучение работы самого слабого элемента решетчатой затяжки – их соединения между собой, выбор и обоснование целесообразного варианта соединения затяжек.

В ходе эксперимента мы использовали прибор ГП-2 (ручной гидравлический пресс) для определения усилия на разрыв испытуемой проволоки, который был протарирован на точность показаний манометра (ошибка не более 5%).

Экспериментальные исследования

Данный эксперимент осуществляется в несколько этапов:

1. Испытание проволоки на разрыв

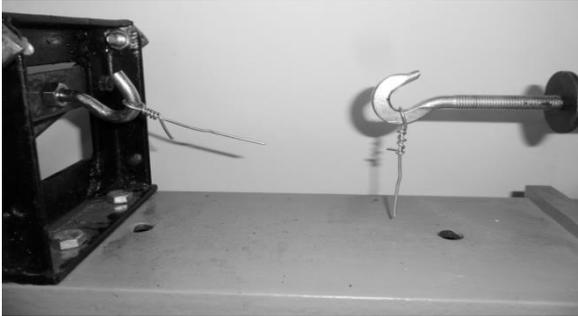
Для проведения этого испытания используются куски проволоки длиной 13-15 см. Проволока закреплялась с помощью петель на крючках, и посредством закручивания рукоятки, соединенной со штоком пресса, происходило ее натяжение вплоть до разрыва. При

этом усилии фиксировалось по манометру и вносилось в журнал проведения эксперимента. Для исключения случайной погрешности измерений эксперимент проводили 10 раз для каждого диаметра проволоки.

2. Испытание скрутки проволок с разным числом оборотов на разрыв

Для испытания использовали проволоки длиной 10 см, состоящие из двух равных частей. Один конец проволоки с помощью петель закрепляли на стенде, а второй конец соединяли между собой скручиванием. Количество скруток (витков) варьировалось от 0,5 до 5 витков

а)



б)

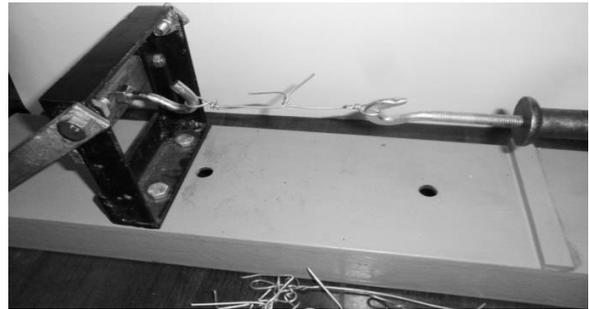


Рисунок 1- испытание проволоки на разрыв (а) и испытание проволоки на разрыв при их скрутке разным числом оборотов (б)

3. Испытание проволоки с зацепами при разных углах их загиба α

При выполнении данного испытания применялись такие же проволоки $d_1=0,8\text{мм}$; $d_2=1,4\text{мм}$; $d_3=2,4\text{мм}$; $d_4=1,6\text{мм}$ длиной 10 см.

Заранее были подготовлены проволоки с петлями, с помощью которых их закрепляли на крюках гидроцилиндра лабораторного стенда. Один конец крепили на направляющих крючках, а второй – соединяли между собой под различными углами загиба ($\alpha=90^\circ$, 135° , 180°).

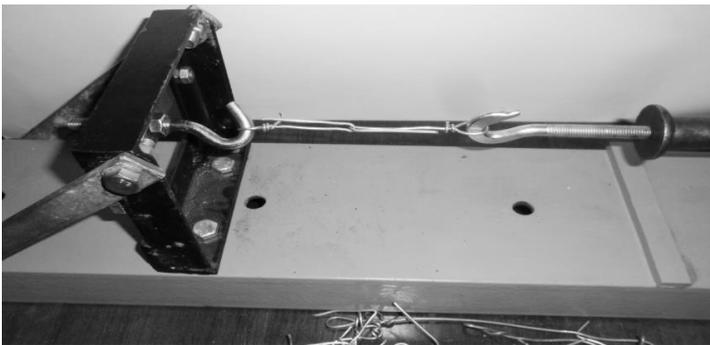


Рисунок 2 - Испытание проволоки при угле поворота зацепа $\alpha=180^\circ$

На основании экспериментальных данных были построены и исследованы искомые закономерности:

- графики соотношения степени ослабления $k_z = F/[F]$ соединяемых проволок в зависимости от числа скруток n_c проволоки разных диаметров (рис.3а);

- графики соотношения степени ослабления $k_z = F/[F]$ соединяемых проволок в зависимости от относительного угла отгиба зацепа $\alpha/180$ для проволок разных диаметров (рис.3б).

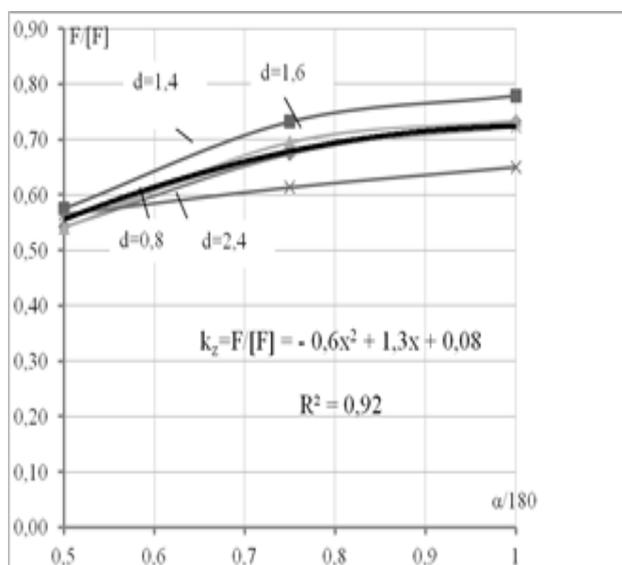
В результате обработки экспериментальных данных мы получили, что степень сохранения несущей способности решетчатых затяжек $F/[F]$ при их соединении с помощью скруток с разным числом оборотов независимо от диаметра проволоки подчиняется зависимости:

$$k_z = F/[F] = -0,015x^2 + 0,12x + 0,3 \quad (1.1)$$

где $x = n_c$ – число оборотов проволок в скрутках, от 0,5 до 5.

Достоверность полученной закономерности достаточно высока $R^2 = 0,94$.

а)



б)

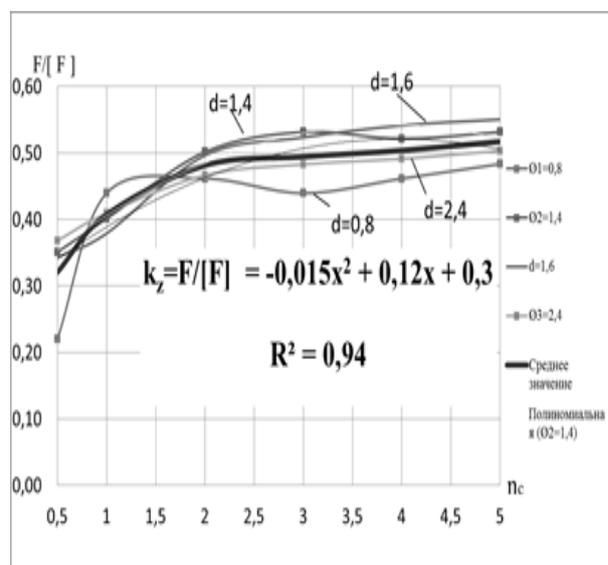


Рисунок 3 – График соотношения $k_z = F/[F]$ в зависимости от числа скруток n_c проволоки разных диаметров (а) и график соотношения $k_z = F/[F]$ в зависимости от относительного угла $\alpha/180$ (б)

Графики свидетельствуют о том, что, независимо от числа скруток, степень сохранения несущей способности решетчатых затяжек не превышает $k_z = F/[F] < 0,5$. Следовательно, можно сделать вывод на основании проведенных экспериментальных исследований, что соединение продольных прутков решетчатой затяжки с помощью скруток неэффективно, поскольку их несущая способность используется не более, чем на половину. Остальной расход металла (более 50%) оказывается потраченным напрасно.

Второй способ соединения продольных прутков решетчатой затяжки с помощью зацепов оказался более эффективным. По мере увеличения угла отгиба зацепа от 90° до 180° , степень сохранения несущей способности решетчатых затяжек доходит до $k_z = F/[F] < 0,7$ на каждую продольную проволоку. Закономерность выражается формулой, полученной в результате обработки всех экспериментальных данных для 3 дискретных относительных углов загиба 0,5; 0,75; 1:

$$k_z = F/[F] = -0,6x^2 + 1,3x + 0,08 \quad (1.2)$$

где $x = \alpha / 180^\circ$ – относительный угол загиба зацепа, $0,5 < \alpha / 180 < 1$.

Тем не менее, при таком соединении продольных прутков решетчатой затяжки сохраняется не более чем 70-80% ее несущей способности. Поэтому надо разработать усиление узла стыка затяжек.

Рассмотрев расчётную схему работы зацепа в затяжке, мы произвели некоторые математические операции и в конечном итоге получили формулу:

$$k_z = \frac{F}{[F]} = \frac{0,4}{1-f} \quad (1.3)$$

где $[F]$ – разрывное усилие проволоки.

Таким образом, получили теоретическую зависимость для оценки несущей способности зацепа относительно разрывного усилия проволоки в решетчатой затяжке. Оказалось, как это и подтверждается экспериментом, полученное соотношение не зависит от диаметра и материала проволоки, а только от коэффициента трения металла по металлу $f = 0,5$ и от угла зацепа $90 < \alpha < 180^0$

Следовательно окончательная формула имеет вид:

$$k_z = \frac{F}{[F]} = \frac{0,4}{1-f \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \quad (1.4)$$

Максимальное значение несущей способности зацепа с учетом значения коэффициента трения металла по металлу $f = 0,5$ будет, согласно формулы (1.4) после подстановки значения $\alpha = 180^0$, равно:

$$k_z = \frac{0,4}{1-0,5 \cdot \sin\left(\frac{180}{2}\right)} = \frac{0,4}{0,5} = 0,8 \quad (1.5)$$

Это значение близко совпадает с экспериментальными данными. При $\alpha = 90^0$, когда зацеп имеет прямой угол, его несущая способность относительно прочности проволоки на разрыв будет минимальна и составляет $k_z = 0,55$, что также совпадает с экспериментальными данными.

ВЫВОДЫ

В ходе эксперимента был проведен ряд лабораторных испытаний шахтной решетчатой затяжки. Главным недостатком существующих затяжек является соединение их между собой. Исходя из полученных данных и построенных графиков можно сделать вывод, что несущая способность затяжек в месте их соединения на 30-40% ниже несущей способности самой затяжки. Экспериментальные данные хорошо подтверждаются теоретической формулой (1.4), полученной из аналитических исследований.

В результате проведенных исследований было установлено:

- 1) решетчатая затяжка не является равнопрочной конструкцией, что приводит к неоправданному перерасходу материала на 30-40%;
- 2) потеря несущей способности затяжки в некоторых случаях доходит до 50%;
- 3) коэффициент потери несущей способности зацепов на стыках затяжек k_z не зависит от диаметра и материала проволоки, а только от приведенного коэффициента трения f и от угла зацепа $90 < \alpha < 180^0$
- 4) для решетчатых затяжек необходима разработка новых узлов стыковых соединений.

УДК 624.195

Мацюк Т.С., студ., Фролов О.О., к.т.н., доц., НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

МЕТОДИКА ВСТАНОВЛЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ СТАНЦІЇ МЕТРОПОЛІТЕНУ КОЛОННОГО ТИПУ

Різноманітність умов будівництва станцій метрополітену колонного типу визначає велику кількість варіантів конструктивного виконання і відповідно способів їхнього спорудження. Зокрема, у скельних необводнених тріщинуватих ґрунтах їх зводять із обробленням станційних тунелів з монолітного бетону і залізобетону, в обводнених сильнотріщинуватих скельних і малостійких ґрунтах – із чавунних тубінгів, а в щільних сухих глинах – зі збірного залізобетону. Загальна особливість цих способів складається у виконанні наступних основних етапів робіт:

- 1) проходка двох бічних тунелів станції із залишенням цілика ґрунту між ними;
- 2) зведення в бічних тунелях уздовж станції внутрішніх несучих конструкцій, основним елементом яких є колони;
- 3) спорудження середнього станційного тунелю у вигляді верхнього склепіння, що опирається на внутрішні несучі конструкції, і зворотного склепіння або лоткової плити.

Станція метрополітену колонного типу являє собою єдину великопрольотну просторову конструкцію, що містить значну кількість різних за формою і матеріалу елементів [1]. Тому послідовність виконання операцій при її спорудженні повинна бути такою, щоб забезпечити спільну роботу всіх елементів конструкцій станції. Важливою умовою є також одночасне включення в роботу колон, розташованих в одному поперечному перерізі станції. Крім того, у процесі спорудження станції повинні бути зведені до мінімуму зсуви опорних вузлів сполучення оброблення середнього та бічного тунелів. Найменший відступ від заданої технології може привести до деформацій конструкції та зсуву ґрунтового масиву. Спочатку споруджують бічні тунелі з випередженням вибоїв в 25-50 м, а потім середній тунель.

Інтенсивність гірського тиску на конструкцію станції не завжди відповідає по величині тиску ваги всієї вище розташованої товщі гірських порід. Зазвичай же при проектуванні станцій метрополітену глибокого закладення, що споруджують на глибинах 25 – 50 м і більше, приймається вага всієї товщі гірських порід [1].

При порівняно міцних шарах, що зустрічаються у звичайних умовах закладення станцій, покрівля потужністю понад 5 м може забезпечити часткове розвантаження конструкції станції, проліт якої досягає 25 м [2]. Покрівля, що складається з 2-3 таких шарів, потужністю приблизно в 5 м кожний, здатна розвантажити (приблизно на 30%) конструкцію станції, проліт якої становить близько 30 м, за рахунок роботи шарів на вигин у межах значних пружньо-пластичних деформацій. Шари міцної покрівлі деформуються головним чином у процесі проходки пластично і приходять у деяку рівновагу лише після їхнього підкріплення. Породи покрівлі, розташовані безпосередньо над конструкцією, зазвичай пронизані безліччю тріщин, що виникли від прогину шару, а також внаслідок підривних робіт. Своєчасне закріплення виробок сприяє обмеженню розриву суцільності від прогину.

Для встановлення несучої здатності пропонується спосіб визначення вертикального гірського тиску, що передбачає утворення розвантажувального склепіння, нижче якого перебуває завалена порода, що утворює тиск на конструкцію оброблення (рис. 1). Розміри цього склепіння визначаються по методу проф. М. М. Протод'яконова. Стріла підйому розвантажувального склепіння, яка визначає максимальну ординату інтенсивності гірського тиску, дорівнює

$$h^1 = \frac{a_1}{f_{кр}}, \quad (1)$$

де a_1 – розрахунковий напівпроліт, рівний

$$a_1 = a + h \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (2)$$

де a – напівпроліт виробки; h – висота виробки; $f_{кр}$ – коефіцієнт міцності породи.

Також можуть зустрічатися випадки, коли заглиблення станції в стійкі корінні породи достатнє для утворення природного склепіння, що розвантажується, висотою h^1 . Тоді природне склепіння повинне бути розраховане по граничному стану рівноваги. При цьому необхідні натурні дослідження стійкості породи в розвідувальних виробках.

Несуча здатність розвантажувального склепіння покрівлі визначається розрахунком методами граничної рівноваги. При цьому припускають, що лінія тиску проходить через крайні точки ядра перетину розвантажувального склепіння.

Напруження в замку розвантажувального склепіння, визначається по формулі:

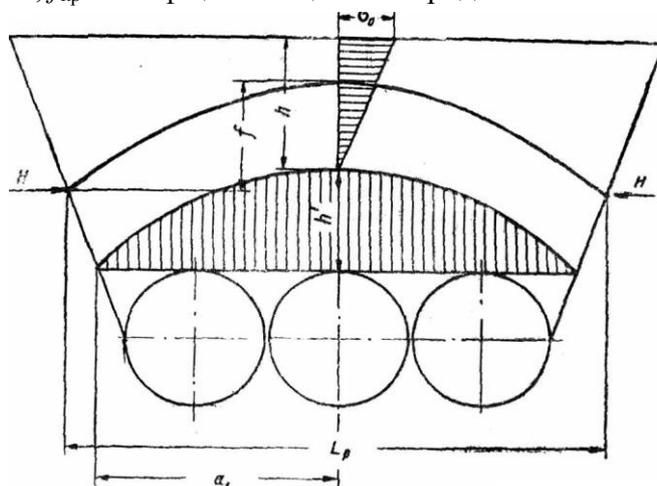


Рисунок 1. – Розрахункова схема визначення несучої здатності склепіння, що розвантажується, і визначення величини гірського тиску

$$\sigma_0 = \frac{2H}{bh}, \quad (3)$$

де H – розпір, рівний

$$H = \frac{qL_p^2}{8f}, \quad (4)$$

де q – інтенсивність навантаження; L_p – розрахунковий проліт; f – розрахункова стріла склепіння (лінії тиску).

Несуча здатність визначається шляхом порівняння отриманого по формулі (3) напруження σ_0 з межею міцності породи на стиск $R_{ст}$.

Якщо натурні дослідження та розрахунок склепіння переконують у достатній його міцності, то вертикальний нормативний тиск на конструкцію станції визначають так само, як при склепіньютворенні.

Якщо станція колонного типу розташовується в міцних породах і над нею утвориться природний розвантажуючий свід, то бічний тиск на конструкцію відсутній [4]. Як і при розрахунку більшості інших тунельних конструкцій, необхідно враховувати, що бічний тиск поліпшує умови їхньої роботи. Тому неврахування бічного тиску збільшує запас міцності конструкції і при малих його значеннях цілком допустимо.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Волков В.П. Тоннели и метрополитены. – М.: Транспорт, 1975. – 552 с.
2. Исследование статической работы несущих конструкций станций метрополитена колонного типа. – М.: ВНИИТС, 1956. – 48 с.
3. Строительство тоннелей и метрополитенов. Під ред. Д.М. Голіцинського, М.: Транспорт, 1989. – 319 с.

УДК 552.52: 541.193

Самедов А. М., д. т. н., проф., Мацюк Н. С., студ., НТУУ «КПИ», г. Киев

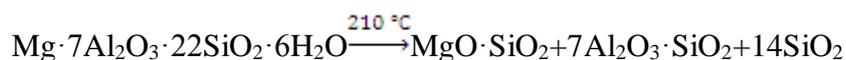
О ФАЗОВЫХ ПРЕВРАЩЕНИЯХ ГОРНЫХ ПОРОД ПРИ ГИДРОТЕРМАЛЬНЫХ УСЛОВИЯХ ОТ ВЫСОКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ ТЕПЛОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

От плохо изолированных промышленных печей и тепловых сооружений через фундаменты просачивается высокая температура (более 60 °С) на грунтовое основание и нагревают грунтовую воду до перегретого пара, растворяет соли и несет с собой ионы обладающие каталитическими свойствами во внутривещное пространство горной породы. Водный раствор, несущий с собой химически активные катализаторы, которые реагируют на тепловые эффекты, обладает высокой теплоемкостью и энтальпией диссоциации быстро разлагающихся минералов из состава горных пород. Такими минералами являются некоторые породообразующие минералы, такие как *полевые шпаты (натриевые или калиевые), слюды, карбонаты, сульфаты и железисто-магнезиальные минералы*. Водяной раствор в перегретой форме, относится к гидротермальным условиям, которые действуют на многие горные породы как щелочная среда, а в присутствии кислоты HCl, H₂SO₄, H₃PO₄ и т. д., вызывают химические эрозии в каменных материалах. Например 10-% водная эмульсия соляной кислоты HCl вызывает в известняках CaCO₃ и доломитах CaCO₃, MgCO₃ быстрое «скипение» и разложение с обильными выделениями газа CO₂ по следующей реакции:



Многие горные породы, такие как *монтмориллонитовые глины Al₂Si₄O₁₀·(OH)₂·nH₂O, сапонит MgO·7Al₂O₃·22SiO₂·6H₂O, мусковит K₂O·3Al₂O₃·6SiO₂·2H₂O, бейделит (гидроксил) Al₃Si₃O₉·(OH)₂·nH₂O, природный гипс CaSO₄·2H₂O, лимонит FeO₃·H₂O, вермикулит (Mg, Fe)₃·(Si, Al)₄·O₁₀(OH)₂·nH₂O, каолинит Al₂O₃·2SiO₂·2H₂O* и т. д., содержат в составе химически связанные воды, в которых при высокой температуре, эти воды из перечисленных горных пород, удаляются за счет испарения и происходит термическая диссоциация, изменяется модификация и фаза, а также образуются новые виды минералов.

Например, при нагревании *сапонита* до 210 °С образуется минерал *клиноенстатит* Mg·SiO₂, *силлиманит* 7Al₂O₃·SiO₂, *кварц* SiO₂ и *водяной пар* 2H₂O↑ по химической реакции:



(α-модификация) + 6H₂O↑(пар)

Под давлением паров воды с добавками K, Na, Ca, Mg при 250÷500 °С в течении 3 часов *каолинит* разлагается образуя разнообразные *слоистые силикаты-слюды, монтмориллониты*, смешаннослойные образования; происходит *трансформация двухслойной структуры в трехслойную* без существенного разрушения тетраэдрических и октаэдрических сеток.

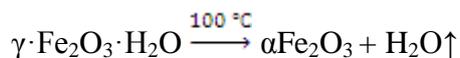
При гидротермальных условиях в горных породах могут быть фазовые переходы, взаимные преобразования и трансформация в другие виды минералов.

Например, *слюда* → *корунд* → *полевой шпат* + H₂O и *слюда* + *кварц* → *андалузит* + *полевой шпат* + H₂O и т. д.

При гидротермальных условиях с температурой 410 °С из состава *мусковита* KAl₂[AlSi₂O₁₀]·(OH)₂·nH₂O испаряется химически связанная вода и образуются новые минералы – *лейцит* K₂O·Al₂O₃·4SiO₂, *кианит* 2Al₂O₃·SiO₃ и *перегретый водяной пар* H₂O↑ по реакции:



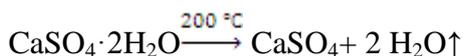
При гидротермальных условиях нагрева 100 °С *лимонит* теряет химически связанную воду, и окись железа активизируется, изменяет свои модификации от γ -модификации переходит к α -модификации Fe_2O_3 и выделяется водяной пар по химической реакции:



Природный двухводный гипс при нагревании до 110 °С превращается в *полуводный активный гипс* и выделяется водяной пар по химической реакции:

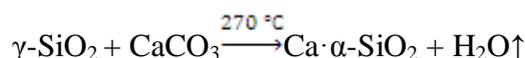


а при 200 °С теряет воду полностью и превращается в продукт *ангидрида* по реакции:



Разные горные породы содержат разное количество химически связанной воды. Например, максимальная гигроскопичность каолиновой глины лишь немного превышает 1%, а монтмориллионитовой может приближаться к 40%.

Под действие гидротермальных условий, некоторые минералы scomпонируются, изменяют свои модификации, претерпевают к взаимодействующим химическим реакциям и образуют новые соединения. Например, при нагревании до 270°С *кварца* γ -модификации с *известняком* CaCO_3 , нагретый кварцевый песок изменяют свои γ -модификации $\gamma\text{-SiO}_2$ и дает продукт *однокальциевый силикат* α -модификацией, как твердеющий минерал и газ $\text{CO}_2\uparrow$ по химической реакции:



Таким образом, гидротермальные условия создают фазовые превращения у многих горных пород.

Из вышеприведенного можно сделать следующие выводы:

1. Гидротермальные условия, высокая температура, давления внешней сферы резко изменяют физико-механические свойства грунтов.
2. При гидротермальных условиях у многих горных пород протекают фазные изменения (один вид горной породы начинает переходить в другой).
3. Гидротермальные условия и температура окружающей среды изменяют модификации многих горных пород и активируют их к химическому соединению, например, многие горные породы являются в виде γ -модификации (инертным материалом) при воздействии гидротермальных условий и высоких температур, они активируются и переходят к β - или α -модификациям и могут химически соединиться с другими минералами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Злочевская Р. И. Связанная вода в глинистых грунтах. М.: Изд-во МГУ, 1969.
2. Никольская Н. К., Котов Н. В., Франк-Каменецкий В. А., Гойло Э. А. Гидротермальные преобразования каолинита в железосодержащих средах при повышенных $P_{\text{H}_2\text{O}}$ -Т-параметрах. –Вестник ЛГУ. Геология, география 1985, №14.-С.8÷14.
3. Кисельева И. А., Остапенко Г. Т., Огородова Л. П. и др. Равновесие между андализитом, кианитом, силлиманитом и муллитом. – Геохимия, 1983, №9, с.1247÷1256.
4. Шведенков Г. Ю., Шведенкова С. В., Дашевский Ю. А., Калинин Д. В. О фазовых равновесиях в системе мусковит-парагонит-щелочные полевые шпаты- H_2O - CO_2 . –Геология и геофизика, №1, с.80÷86.
5. Шведенков Г. Ю., Белянкина Е. Д. Роль слюд в геохимическом круговороте вещества. – Изв. АН-СССР, сер.геол., 1983; №1, с 76÷84.

УДК 622.013.2

Миколута А.А., студ. гр. ГБм-08-1, Государственный ВУЗ «НГУ»,
г. Днепрпетровск, Украина

ОБОСНОВАНИЯ СПОСОБА ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ВЫРАБОТОК В УСЛОВИЯХ ПУЧАЩИХ ПОРОД «ДТЭК ПАВЛОГРАДУГОЛЬ» «ШАХТОУПРАВЛЕНИЯ ПЕРШОТРАВЕНСКОЕ»

На сегодняшний день устойчивость подготовительных выработок шахт Украины, а в частности Западного Донбасса очень актуальная проблема. Одной из причин неустойчивого состояния выработок является пучение пород почвы.

Пучение пород – это один из наиболее распространенных видов проявлений горного давления. Оно широко известно в горно-рудной промышленности, наблюдается при строительстве шахт, метро и железнодорожных тоннелей, однако чаще всего проявления встречаются в угольной промышленности.

Анализ производственной деятельности шахт Западного Донбасса, ведущих разработку в условиях слабых вмещающих пород, показывает, что значительная часть протяжённых выработок постоянно находится в состоянии ремонта. На выполнении таких низкомеханизированных работ занято около 40% подземных рабочих. Структурно ремонты связаны прежде всего с ликвидацией последствий процесса пучения пород почвы в выработках (60%) и перекреплением (40%).

Объем перекрепления выработок на действующих шахтах Донбасса достиг 7,5 м на 1000 т добычи, а затраты труда на ремонт и поддержание выработок 565,2 чел-см на 1 км протяженности поддерживаемых выработок в год или около 50 чел-см на 1000 т добычи.

На действующих шахтах при ежегодном росте протяженности выработок, находящихся в неудовлетворительном состоянии, на 2-3%, перекрепляется от 31,2% до 77,8% выработок, нуждающихся в ремонте.

Добиться ощутимого снижения затрат, связанных с ликвидацией последствий пучения, довольно сложно, так как практически невозможно прогнозировать параметры, характеризующие его протекание. Существует ряд гипотез, объясняющих причину выдавливания пород. На их основе, опираясь на опыт, разрабатываются способы и средства, обеспечивающие ликвидацию или снижение интенсивности этого процесса.

Проявление горного давления в выработках в виде пучения пород почвы обусловлено влиянием большого числа естественно-геологических и производственных факторов. Однако устойчивость породных обнажений выработки и прилегающих к ней горных пород зависит, главным образом, от физико-механических свойств пород и действующих в них напряжений, обусловленных массой вышележащих пород, тектоническими процессами и ведением горных работ.

В условиях «Шахтоуправления *Першотравенское*», в состав которого входят шахты Степная и Юбилейная, объективная оценка пучения пород почвы практически невозможна. Это обусловлено тем, что водоприток в шахтах очень большой и на некоторых горизонтах почва, как правило, размокает и пучит. Также есть выработки, в которых постоянно проводится подрывка почвы, потому как без этих мероприятий обеспечение нормального трудового процесса невозможно. Подрывка в выработке проводится как перед лавой, так и после прохождения лавы.

Затраты на проведение подрывки пород почвы и количество рабочих равно 30% от всех затрат на проведение выработок и численности персонала. Это говорит о том, что необходимость включения специальных методов по борьбе с пучением пород почвы просто необходимо.

При выборе способа борьбы с пучением почвы первоначально определяется необходимость применения дополнительного мероприятия. После определения необходимости оценивается возможность применения способов охраны, обусловленная горно-геологическими условиями и наличием средств для выполнения требуемых при этом работ.

Все меры борьбы с пучением пород горных выработок могут быть подразделены на пять групп:

- 1) использование благоприятных горно-геологических и технических условий;
- 2) укрепление пород;
- 3) разгрузка породного массива;
- 4) комбинированные способы;
- 5) специальные методы борьбы.

Анализ литературных данных позволил сделать вывод, что хороший результат по борьбе с пучением пород почвы в угольных шахтах получили следующие способы [1,2,3]:

1. Применение анкерной крепи. Вопрос о целесообразности анкерования почвы в какой-либо выработке должен решаться с учетом горно-геологических и эксплуатационных условий. Важным условием эффективности применения анкеров для упрочнения почвы является ненарушенность породного массива. Анкер не будет действовать эффективно, если он установлен в уже разрушенном породном массиве. Об этом свидетельствует накопленный к настоящему времени практический опыт анкерования почвы.
2. Взрывощелевая разгрузка породного массива (ВЩР). Сущность способа состоит в следующем: камуфлетный взрыв заряда ВВ на определенной глубине в почве выработки нарушает сплошность породной плиты, благодаря чему исчезает контакт ее с породами зоны опорного давления. При этом боковое давление со стороны окружающих выработку целиков воспринимается зоной более крепких пород, расположенных на большей глубине.
3. Разгрузка массивов горных пород с помощью выбуривания пласта. Применение этого способа приводит к ослаблению массива, примыкающего к выработке. Перемычки между скважинами разрушаются, и зона максимальных напряжений перемещается вглубь массива на длину скважины. Разрушение перемычек обеспечивает плавный прогиб породных слоев в зоне разгрузки.
4. Активная разгрузка с последующим упрочнением (АРПУ). Цель данного способа заключается в создании в почве выработки разгруженного от напряжений мощного монолитного обратного свода из укрепленных пород, способного выдержать значительные нагрузки со стороны горного массива. Разработанный способ предназначен для предотвращения пучения пород вследствие вмешательства в естественный деформационный процесс и направлен на устранение продольно-поперечного изгиба и последующего выдавливания пород в выработку.

Приведенные выше способы применялись в различных горно-геологических условиях, но наряду с положительными качествами имеют и недостатки. Так, применение анкеров в условиях «Шахтоуправления *Першотравенское*» не даст положительного эффекта, так как выработки значительно обводнены. Способ АРПУ является трудоемким. Поэтому по моему мнению, перспективным для рассматриваемых условий может стать способ, основанный на устройстве разгрузочных щелей.

Сущность способа заключается в перемещении напряжений из зоны вокруг выработки в ненарушенный породный массив с хорошей несущей способностью. Разгрузку слоев почвы от напряжений можно осуществить за счет прорезания щели. Благодаря устройству щели в почве штрека горизонтальные напряжения на нижнем контуре выработки перемещаются в глубину массива. Прорезанные щелью породные слои почвы разгружаются от горизонтальных напряжений, а зона возможного смятия пород перемещается на большую глубину. В зоне породных слоев, прорезанных контуром выработки и щелью, вследствие вертикальных

напряжений происходит взаимное сближение боков выработки и смыкание стенок разгрузочной щели. Пучение пород почвы, прорезанных разгрузочной щелью, может происходить тогда, когда породные слои, расположенные ниже разгрузочной щели, смыкаются под действием горизонтальных напряжений и приподнимают прорезанный щелью породный блок, а также в случае закрытия разгрузочной щели при растрескивании породного массива (рис. 1).

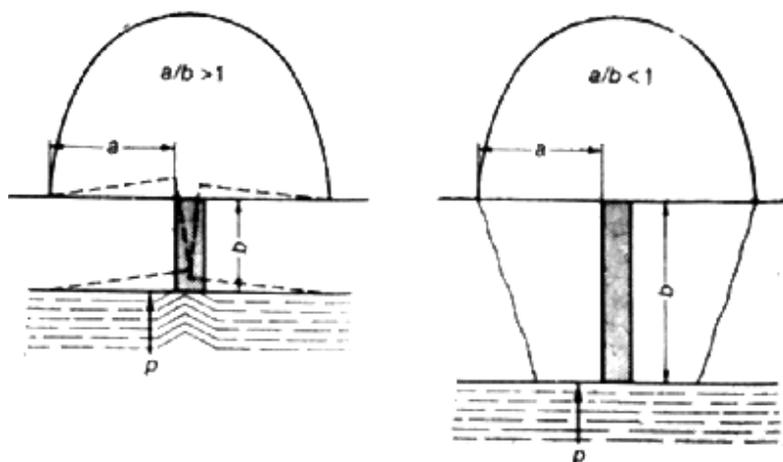


Рисунок 1 – Устройство разгрузочных щелей

Неудачными результаты этого мероприятия могут быть в тех случаях, когда слои, расположенные глубже щели, разрушаются и поднимают вверх «прорезанный» породный блок ли когда щель вследствие трещино- и клинообразования в ослабленной зоне закрывается. Чтобы избежать таких неприятностей щель лучше всего заполнять пористым материалом, который в свою очередь создает отпор пучащим породам и дает время на выполнение основных операций. В качестве такого материала может служить пенобетон.

Достоинства способа также является возможность варьирования параметрами разгрузочной щели и свойствами закладочного материала, что позволит достигать положительных результатов при различной величине и интенсивности пучения пород почвы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Роечко А.Н. Новый подход к исследованию явления пучения пород для обоснования мер борьбы с ним. Уголь Украины, №2-3, 1997. С 20 – 22.
2. Литвинский Г.Г., Волошин В.Б., Горбунов И.А. Управление устойчивостью подготовительной выработки взрывной боковой полосой. Уголь Украины, №2, 1989. С 7 – 9.
3. Литвинский Г.Г., Захарченко И.Н. Опытные-промышленные испытания нового способа борьбы с пучением почвы. Уголь Украины, № 8, 1974. С17–18.

УДК 622.831.3

Негрей С.Г., к.т.н., доц., Мокриенко В.Н. асс., Курдюмов Д.Н. асс., кафедра разработки месторождений полезных ископаемых, ДонНТУ, г. Донецк, Украина

ИЗУЧЕНИЕ ВЛИЯНИЯ ФОРМЫ ОХРАННОГО СООРУЖЕНИЯ ВОЗВОДИМОГО ВДОЛЬ ПОДГОТОВИТЕЛЬНОЙ ВЫРАБОТКИ, ПРОВЕДЕННОЙ ВСЛЕД ЗА ЛАВОЙ, НА МЕХАНИЗМ СМЕЩЕНИЙ ПОДСТИЛАЮЩИХ ЕГО ПОРОД

Введение. Известно, что на действующих шахтах в настоящее время подготовительные выработки являются наиболее протяженными. С увеличением глубины работ их состояние ухудшается, для сохранения технологического сечения выработки возникает необходимость в проведении их ремонта, перекрепления и других дополнительных мероприятий, что приводит к увеличению себестоимости угля и снижению его конкурентоспособности на энергетическом рынке.

Анализ причин потери технологического сечения выемочных выработок показал, что в 60-70% случаев причиной является смещение пород почвы [1]. Причем величина этих смещений больше величины смещений в замках и внедрения крепи в почву выработки [2].

Нерешенная область задач. Обобщение имеющихся в литературе данных о гипотезах и моделях пучения пород почвы выемочных выработок позволяет сделать вывод, что общепринятой гипотезы этого явления в настоящий момент нет. Целесообразно для каждого конкретного условия проводить комплекс исследований по выявлению особенностей смещений пород, вмещающих выработку, с целью разработки эффективных мероприятий по предотвращению вредного проявления горного давления.

Одним из важных и недостаточно изученных факторов влияющих на механизм пучения является форма и место расположения охранных сооружений возле выработки. **В связи с этим целью исследования** является изучение поведения пород под жестким охранным сооружением на моделях из эквивалентных материалов [3].

Основная часть. Целью первого этапа моделирования было изучение влияние формы охрannого сооружения на процессы происходящие в его основании. Чтобы исключить взаимное влияние охранных сооружений (например, одной тумбы БЖБТ на другую) рассматривалось отдельно стоящее на имитируемой эквивалентными слоями почвы охрannое сооружение, которое моделировалось сборной конструкцией из гипса или дерева, при этом, физические параметры материала которых были подобраны с учетом того, что при слабых почвах охрannое сооружение вдавливаются в почву практически не разрушаясь.

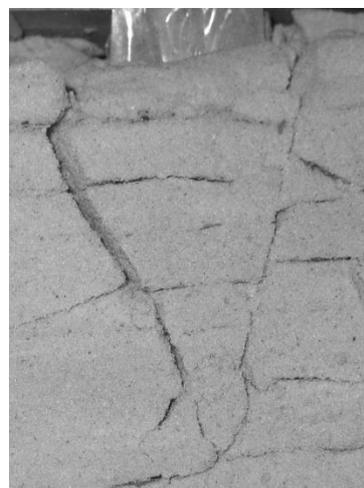
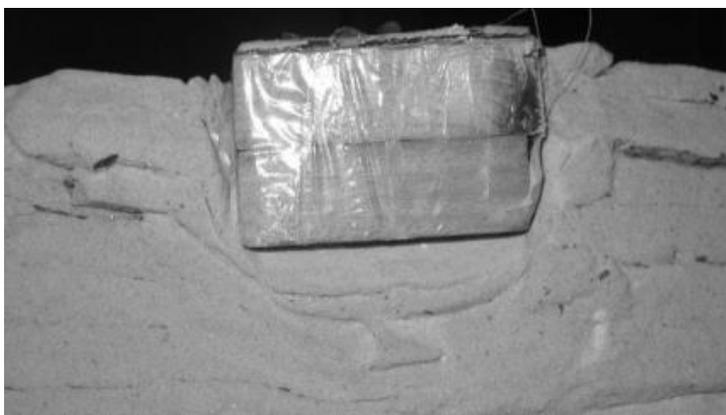


Рисунок 1 - Разрез модели перпендикулярно (а) и параллельно (б) оси выработки

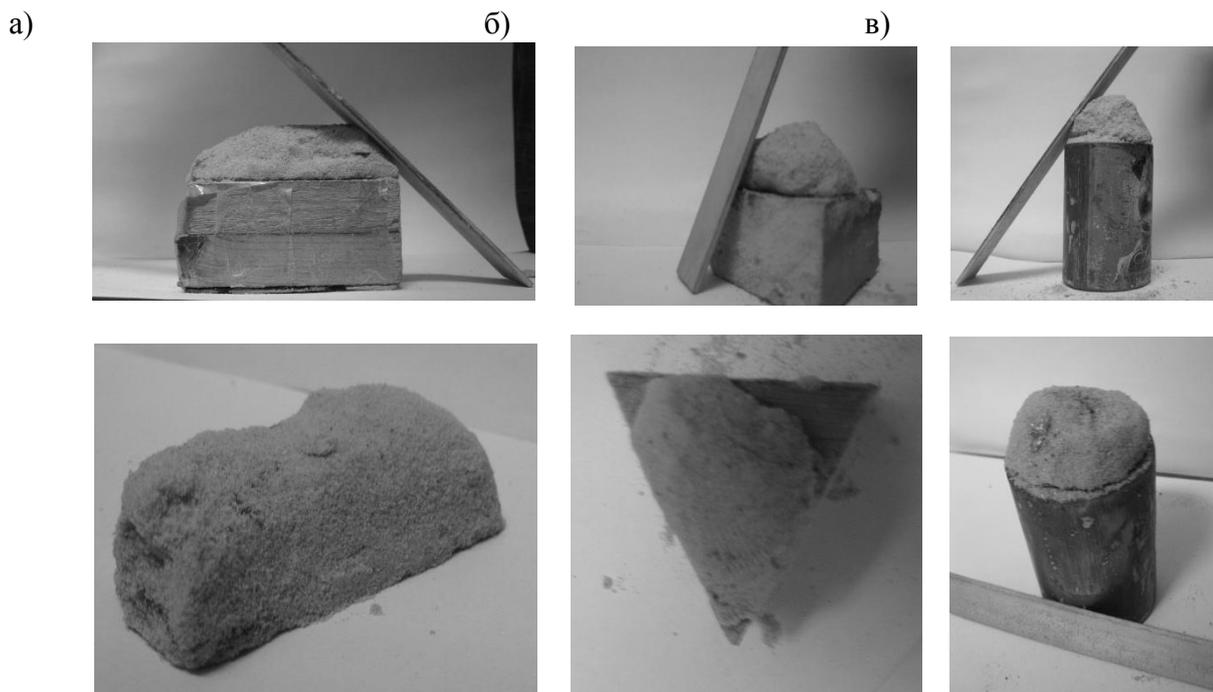


Рисунок 2 – Общий вид целой части извлеченных из моделей ядер. На рисунке позициями обозначены охранные сооружения в основании которых лежат: а- прямоугольник, б- равносторонний треугольник, в- круг.

К рассмотрению были взяты следующие формы охранных сооружений - прямоугольные призмы, в основании которых лежит треугольник неправильной формы, круг, прямоугольник, а также равносторонний треугольник.

После пригрузки и разрушения подстилающих охранные сооружения слоев, модели были распилены, с определенным шагом сечения параллельно и перпендикулярно лицевой стороне стенда (что тождественно разрезам параллельным и перпендикулярным оси имитируемой выработки). Также из следующей серии моделей, после пригрузки были извлечены образовавшиеся под охранными сооружениями ядра, для более детального их изучения (рис 2.) однако стоит подчеркнуть, что извлечения полностью ядра не представляется возможным. По этому, на фото приведены только наиболее уцелевшие их части.

В процессе этого этапа моделирования установлено, что углы наклонов граней образованного ядра к основанию охранных сооружений можно вычислить по зависимости:

$$a=45+\varphi$$

где φ - угол внутреннего трения материала основания охранных сооружений.

Образованное под охранным сооружением ядро в процессе приложения нагрузки перемещается вместе с охранным сооружением, а его грани задают направление вытеснения пород из под охранных сооружений. Это позволяет перейти к следующему этапу исследований.

Разработка схемы расположения охранных сооружений вдоль выработки.

Рассмотрим возможные случаи расположения охранных сооружений рис 3, возводимых вслед за продвижением лавы на границе выработки с выработанным пространством шириной b , на участке длиной L , при этом вдавливание охранных сооружений примем равным мощности пласта, и условимся, что объем вытесняемой породы из под охранных сооружений будет равен объему охранных сооружений. В качестве критерия оценки эффективности

будем считать минимальный объем пород, вытесняемый из-под охранного сооружения в сторону выработки.

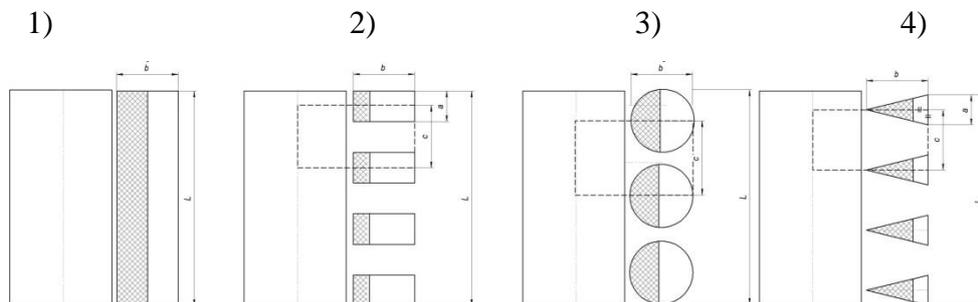


Рисунок 3 – Варианты схем расположения охранных сооружений вдоль выработки.

Рассчитаем объем вытесняемых в выработку из под охранного сооружения: При первом варианте охранные сооружения возводятся вплотную, тогда:

$$V_1 = 0,5 \cdot b \cdot L \cdot m$$

где V_1 - объем вытесняемых в выработку пород, при первом варианте схемы расположения, b – ширина поддерживаемого участка вдоль выработки, L – длина охраняемого участка выработки, m - высота охранного сооружения в момент возведения, принята равной мощности пласта.

При втором варианте охранные сооружения в основании которых лежит прямоугольник, возводятся с оставлением компенсационных полостей тогда:

$$V_2 = \frac{a}{2} \cdot \frac{a}{2} \cdot 2 \cdot \frac{L}{c} \cdot m = \frac{L}{c} \cdot m \cdot \frac{a^2}{2}$$

V_2 - объем вытесняемых в выработку пород, при втором варианте схемы расположения a - ширина охранного сооружения, c – расстояние между осями охранных сооружений.

При третьем варианте, охранные сооружения в основании которых лежит круг, радиус которого равен половине ширины b поддерживаемого участка вдоль выработки, возводятся с оставлением компенсационных полостей тогда:

$$V_3 = \frac{\pi \left(\frac{b}{2}\right)^2}{2} \cdot \frac{L}{c} \cdot m$$

При четвертом варианте охранные сооружения в основании которых лежит треугольник, возводятся с оставлением компенсационных полостей

$$V_4 = 2 \cdot \frac{L}{c} \cdot m \cdot \left(\frac{b \cdot \frac{a}{2}}{\left(b - \frac{a}{2}\right)} \right) \cdot \frac{b - \frac{a}{2}}{2} = \frac{L}{c} \cdot m \cdot b \cdot \frac{a}{2}$$

Анализируя полученные зависимости можно сделать следующие вывод, что второй вариант расположения обеспечивает наименьшее количество вытесняемых в выработку пород, возможность увеличения ширины поддерживаемого участка вдоль выработки без увеличения количества вытесняемых в выработку пород. При этом коэффициент затяжки кровли больше чем при третьем варианте и равен коэффициенту при четвертом варианте.

Выводы. В результате отработки серии моделей было установлено, что под охранным сооружением формируется ядро в форме пирамиды, грани которой, наклонены под углом к основанию охранного сооружения вычисляем по зависимости $\alpha=45^\circ$, в процессе приложения нагрузки ядро перемещается вместе с охранным сооружением, а его грани задают направление вытеснения пород из под охранного сооружения. Это позволило рассмотреть поведение подстилающих охранным сооружением пород при возможных случаях расположения

охранных сооружений возводимых вслед за продвижением лавы на границе выработки с выработанным пространством, а также оценить эффективность той или иной схемы величине объёма пород вытесняемый из-под охранного сооружения в сторону выработки.

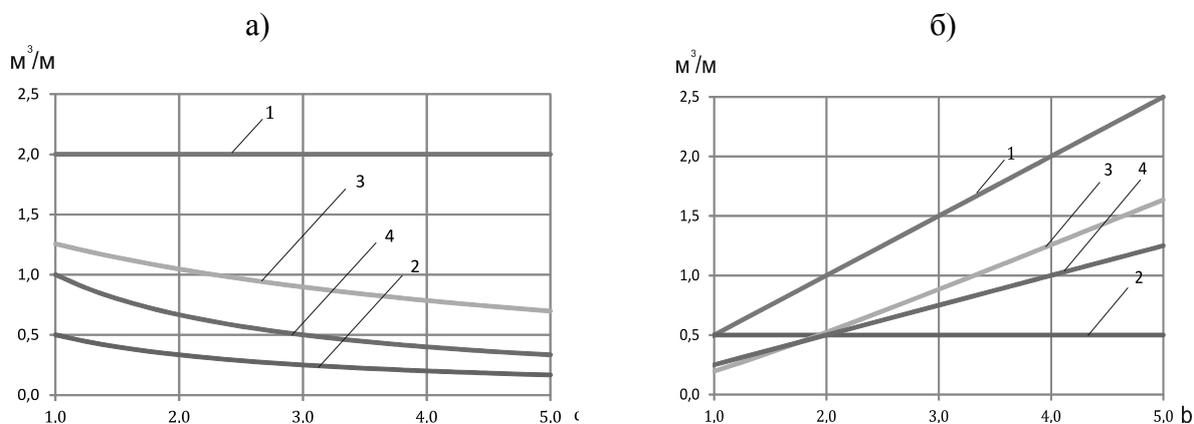


Рисунок 4 – графики а) зависимости количества вытесняемых пород в выработку от величины расстояния между осями охранных сооружений и графики б) зависимости количества вытесняемых пород в выработку от ширины поддерживаемого участка вдоль выработки, где 1,2,3,4 – варианты схем расположения охранных сооружений вдоль выработки

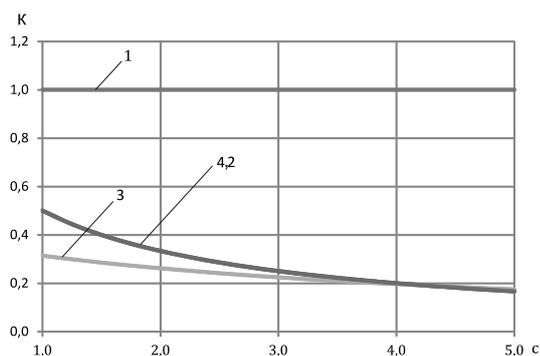


Рисунок 5 - График коэффициентов затяжки кровли в зависимости от расстояния между осями охранных сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Негрей С.Г. Обоснование параметров механического отпора породам почвы выемочных выработок при отработке лав прямым ходом. [Текст] / Дис... канд. техн. наук. 05.15.02 – Донецк, 2007.-262с.
2. Халимендик Ю.М., Чемакина М.В. Повышение эффективности использования металлической крепи угольных шахт [Текст] // Материалы региональной научно-практической конференции «Проблемы горничої технології», Донецк: КИИ ДонНТУ, 2010. - С.95-98.
3. Кузнецов Г.Н. Моделирование проявлений горного давления [Текст] / Кузнецов Г.Н., Будько М.Н., Васильев Ю.И., Шклярский М.Ф., Юревич Г.Г.– Л.: Недра, 1968.–280с.

УДК 624.15.001

Причина Е.С., асп., Булич И.Ю., студ. гр. ПБ-08-1м, Государственный ВУЗ "НГУ",
Шаповал А.В., доц., к.т.н., Приднепровская государственная академия строительства и
архитектуры, г. Днепропетровск, Украина

АНАЛИЗ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВЫХ ОТКОСОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЧИСЛЕННЫХ И АНАЛИТИЧЕСКИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА

На сегодняшний день существует большое количество методов расчета устойчивости откосов и склонов, авторы которых подходят к решению проблемы с разных позиций. В Украине наибольшее применение нашли методы круглоцилиндрической поверхности скольжения, прямолинейной поверхности скольжения, метод горизонтальных сил Маслова-Берера и метод Шахунянца [1, 2].

Анализ устойчивости склонов и откосов в указанных методах сводится к определению коэффициента устойчивости и величины оползневого давления.

Коэффициент устойчивости рассчитывается по формуле:

$$K_y = \frac{\sum M_{y\partial}}{\sum M_{сдв}}, \quad (1)$$

где K_y – коэффициент устойчивости; $\sum M_{y\partial}$ – сумма моментов сил, которые удерживают массив грунта; $\sum M_{сдв}$ – сумма моментов сил, которые сдвигают массив грунта.

Однако практические расчеты откосов и склонов на основе разных методов предлагают различные коэффициенты устойчивости. Таким образом, остается актуальным вопрос о степени достоверности значения коэффициента устойчивости склона, полученного в ходе расчета по выбранному методу.

На данном этапе исследований поставлена цель сравнить значения коэффициентов запаса отвесного грунтового склона, применив различные способы расчета.

В качестве объекта исследований выбран склон Рыбальской балки (г. Днепропетровск, Красногвардейский район), как один из наиболее оползнеопасных участков города. Последний оползень в Днепропетровске произошел именно на территории данной балки в 2011 году (рис. 1).

Грунт рассматриваемого склона имеет характеристики, приведенные в таблице [3].



Рисунок 1 – Оползень в г. Днепропетровске
Рыбальская балка, ул. Войцеховича, 2 ноября 2011 года

Таблица 1

Характеристики грунта рассматриваемого склона

Параметр	Единицы измерения	Значение
Грунт		Суглинок
Удельный вес грунта, γ	т/м ³	1,78
Удельное сцепление грунта, c	т/м ²	0,1
Угол внутреннего трения, φ	Град.	15
Внешняя нагрузка	-	-

В качестве критерия оценки использовалось значение критической высоты грунтового откоса $h_{кр}$ при отсутствии внешней нагрузки (2):

$$h_{кр} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma \cdot (1 - \sin \gamma)} \quad (2)$$

Критической высотой откоса следует считать момент, когда значение $K_y = 1$, то есть при достижении ситуации предельного равновесия. Устойчивым состоянием откоса будет значение $K_y > 1$. Для заданных условий Рыбальской балки было получено значение $h_{кр} = 1,46$ м.

Сравним величины коэффициентов устойчивости откоса при заданных условиях, используя различные методы оценки исследуемого параметра:

1. Расчет склона на основе гипотезы круглоцилиндрической поверхности скольжения в широко используемом программном продукте «Устойчивость откоса» из пакета прикладных программ «Эспри» (рис. 2);

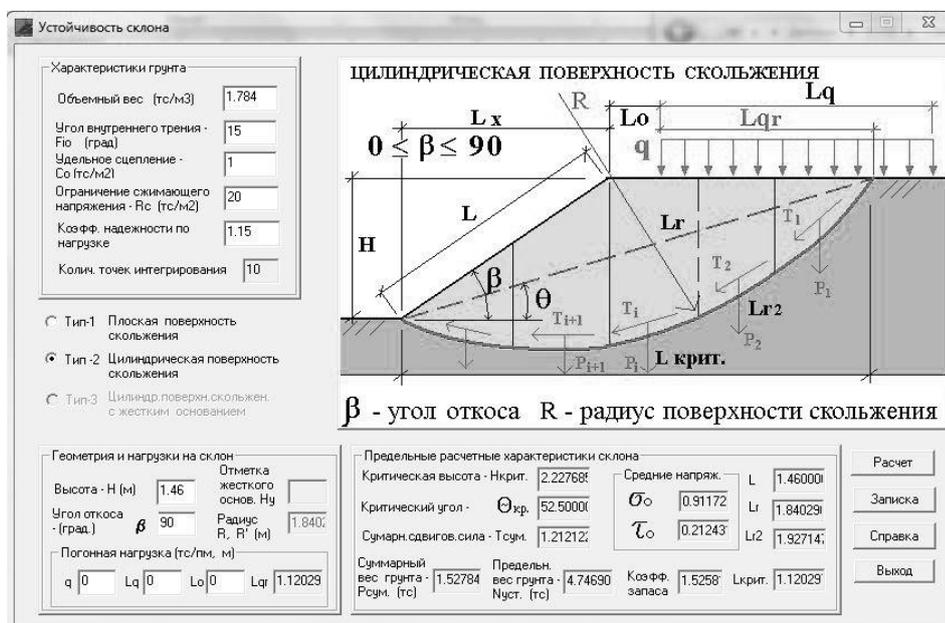


Рисунок 2 – Интерфейс программы для расчета устойчивости склона из пакета прикладных программ «Эспри»

2. Программа расчета устойчивости склона, реализованная на языке «Фортран», в основе которой лежит гипотеза о прямолинейной поверхности скольжения (рис. 3);

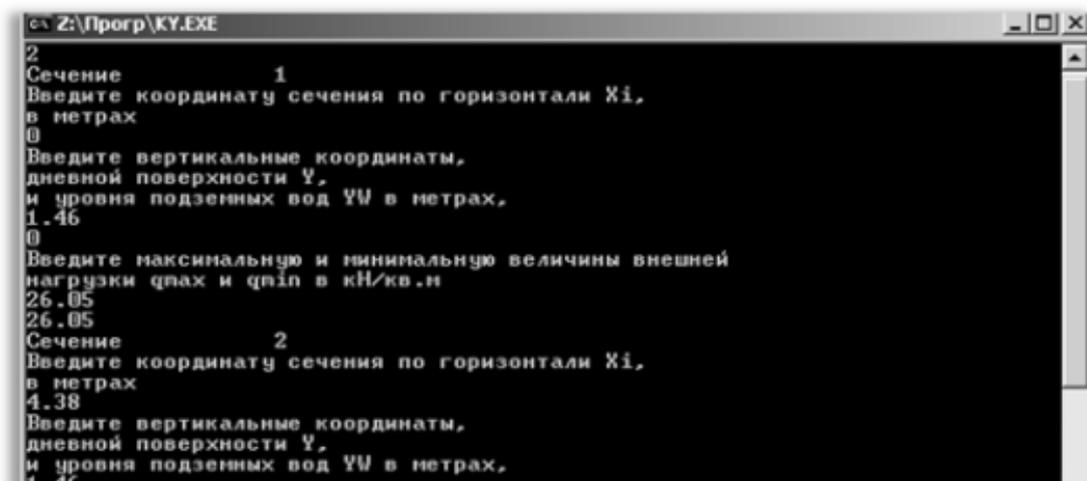


Рисунок 3 – Фрагмент интерфейса программы для расчета устойчивости откоса, реализованной на языке "Фортран"

3. Расчет устойчивости склона по критерию Кулона-Мора в программном комплексе «Phase2» (рис. 4);

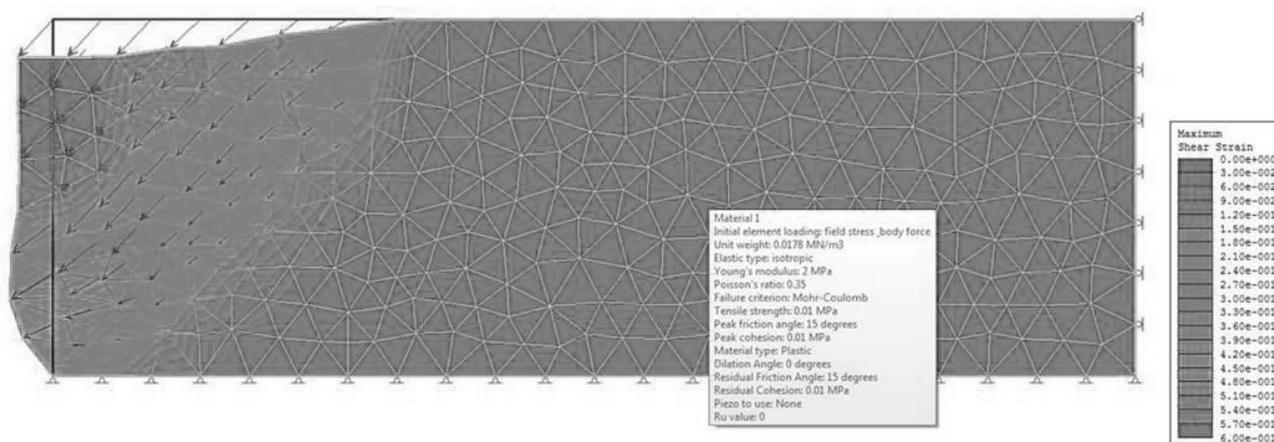


Рисунок 4 – Деформированная схема откоса в программном комплексе «Phase2»

4. Анализ устойчивости согласно теории предельного равновесия на методах Федоровского-Курилло в программе «Откос» комплекса «SCAD Office» (аналогичные результаты дает анализ по теориям Бишопа, Янбу, Спенсора и др.) (рис. 5) [4].

Выполненные исследования показали, что исходное условие рассмотренной задачи: $K_y = 1$ при $h = h_{кр}$ не соблюдается или соблюдается с наличием определенной погрешности (все значения K_y превышают 1), а все рассмотренные методы имеют существенную разницу в показаниях.

Наибольшее отклонение имеет значение, полученное программой «Откос» (комплекс «SCAD Office»). Предполагается, что она не оптимизирует положение линии скольжения. Фактически размеры оползневого участка склона задаются пользователем.

Остальные методы также предлагают результаты, не соответствующие натурным наблюдениям. Наиболее близкие результаты получены на основе решения по методам круглоцилиндрической поверхности скольжения («Эспри») и прямолинейной поверхности скольжения. Именно последний имеет практически идеальный результат для данного случая.

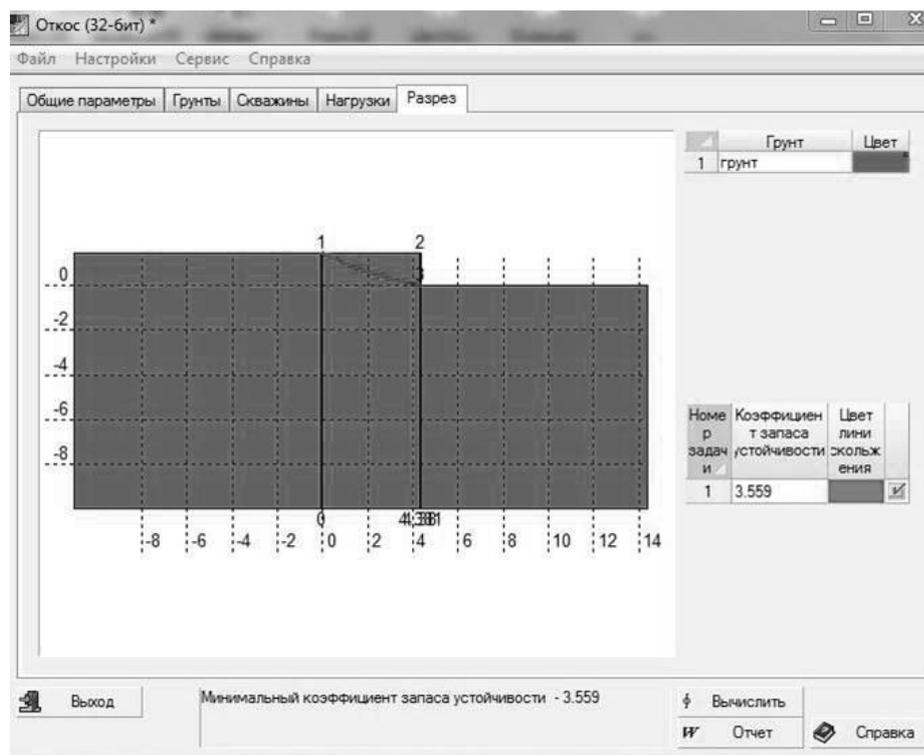


Рисунок 5 – Результаты расчета откоса в программном комплексе «Откос» комплекса «SCAD Office»

В ходе исследования были сделаны следующие выводы:

- проанализированы 4 метода расчета склона на основе характеристик грунта склона Рыбальской балки;
- в качестве критерия достоверности использовалось значение коэффициента устойчивости для критической высоты данного грунтового откоса;
- получены результаты расчетов, которые будут использованы для последующих исследований в области устойчивости грунтовых откосов и склонов.

Дальнейшие исследования в данной области позволят скорректировать исходные данные и выбрать наиболее подходящий метод оценки устойчивости грунтовых откосов и склонов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гинзбург Л.К. Противооползневые сооружения. – Днепропетровск: ЧП "Лири ЛТД", 2007.- 188 с.
2. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции. - М.: Стройиздат, 1979. - 80 с.
3. Отчет об инженерно-геологических изысканиях для выяснения причин подтопления жилого дома №102д по пр. Кирова в г. Днепропетровске и расчета устойчивости склона Рыбальской балки в районе дома (в 2-х книгах). - «Укрвосток-ГИИТИЗ», Днепропетровский филиал, г. Днепропетровск, 2005г.
4. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Вычислительный комплекс SCAD – М. Издательство СКАД СОФТ. – 609 с.

УДК 624.195

Прокопов А.Ю., д.т.н., проф., Лещенко В.В., студ., Тыняная Е.В., студ.,
Ростовский государственный строительный университет, г. Ростов-на-Дону, Россия

АНАЛИЗ ПРОБЛЕМ СООРУЖЕНИЯ ТОННЕЛЕЙ НА АВТО-МАГИСТРАЛИ «ДУБЛЕР КУРОРТНОГО ПРОСПЕКТА» В Г. СОЧИ

Строительство в г. Сочи автомагистрали «Дублер Курортного проспекта» предусмотрено Транспортной стратегией Российской Федерации на период до 2030 г. [1], Федеральной целевой программой «Развитие транспортной системы России (2010 – 2015 годы)» [2] и Программой строительства олимпийских объектов и развития города Сочи как горноклиматического курорта [3]. Главное назначение Дублёра Курортного проспекта – это перераспределение транспортных потоков, снижение транспортной нагрузки на центр города и побережье, обеспечении взаимосвязанности внутригородской дорожной сети. Он является одним из объектов подготовки города к Зимней Олимпиаде 2014 года. Строительство начато в 2010, пуск автомагистрали в эксплуатацию запланирован на 2013 г. На трассе предусмотрено строительство 8 тоннелей, 7 из которых – парные. Краткая характеристика тоннелей приведена в табл. 1.

Таблица 1

Характеристика тоннельных комплексов (тоннелей)
на автомагистрали «Дублер Курортного проспекта» в г. Сочи

№ тоннелей на автомагистрали	Наименование тоннеля	Тип	Длина, м	Плановые сроки завершения работ (по состоянию на 13.02.2013 г.) [4]	
				по проходке	по чистовой обделке
1	Агурский	Одинарный	1472,5	Работы завершены	
2		Парный	672	– // –	
2а			259,2		
3		– // –	660	15 июня 2013 г.	1 августа 2013 г.
3а			684	30 марта 2013 г.	30 апреля 2013 г.
4	Лысогорский	– // –	668	10 мая 2013 г.	30 июля 2013 г.
4а			669	30 апреля 2013 г.	30 июня 2013 г.
5	Завокзальный	– // –	671	н.д.	н.д.
5а			696		
6	Виноградный	– // –	601	н.д.	н.д.
6а			580		
7	Санаторный	– // –	804	30 июля 2013 г.	30 сентября 2013 г.
7а			824	30 мая 2013 г.	30 июня 2013 г.
8	Мамайский	– // –	1561	1 сентября 2013 г.	1 октября 2013 г.
8а			1538		

Основными проблемами строительства указанных тоннельных комплексов являются:

- необходимость проходки в слабоустойчивых породах при небольшой глубине заложения тоннелей;
- опасность активизации оползневых процессов при строительстве;
- возможность изменения физико-механических свойств пород (аргиллитов и др.) при намокании;

- необходимость обеспечения высоких темпов проходки;
- необходимость строительства в условиях городской застройки в непосредственной близости от оси трассы;
- организационные и юридические проблемы, связанные со сносом части зданий, попадающих в зону влияния тоннелей, и переселения жильцов;

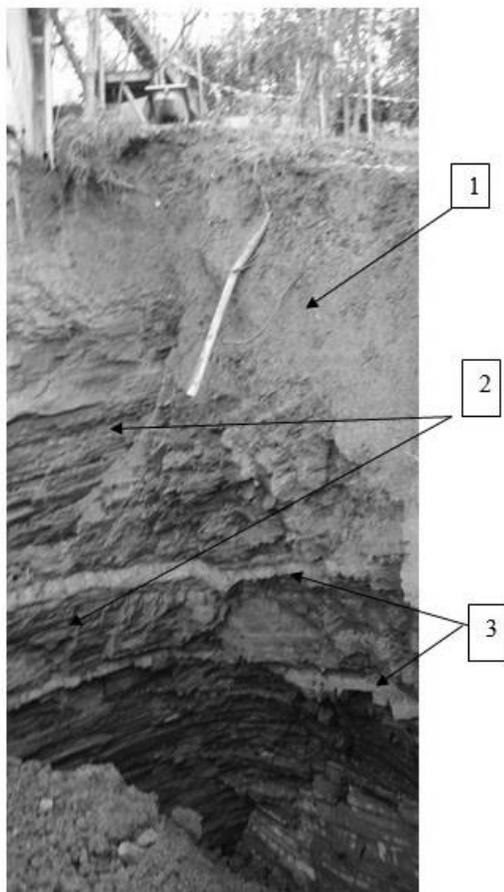


Рисунок 1 – Сложение грунтов в месте обрушения:

- 1 – насыпной грунт;
- 2 – слои аргиллитов;
- 3 – прослойки песчаника

- необходимость переноса части инженерных коммуникаций;
- необходимость соблюдения экологических и санитарных норм, особенно при проходке в непосредственной близости от заповедников и рекреационных территорий и др.

Для обеспечения устойчивости откосов припортальных выемок, а также участков врезки тоннелей, на большинстве из них осуществлялось предварительное упрочнение пород (грунтов) и устройство подпорных стен из буронабивных свай, заглубленных в скальные, а при их отсутствии – в полускальные породы.

Технология проходки большинства тоннелей, особенно их припортальных участков предусматривала опережающее упрочнение пород кровли и устройство защитного экрана из труб, замоноличенных в передовых скважинах. Проходка велась уступным забоем (за исключением тоннелей №8 и 8а). В качестве временной крепи использовались набрызгбетон в сочетании с анкерами и металлической сеткой, постоянная обделка возводилась с небольшим отставанием от разработки штросс.

Одним из инновационных решений было применение на тоннелях №8 и 8а итальянской технологии Adesco, предусматривающей проходку сразу на полное сечение без разделения на уступы. Проходка тоннелей ведется 8 забоями: по 2 с северного и южного порталов и 4 – со стороны штольни дополнительного доступа, вскрывающей оси тоннелей в их средней части. Для повышения

устойчивости забоя он предварительно армируется фиброглассовыми анкерами, которые затем разрушаются вместе с породой гидромолотом экскаватора или исполнительным органом комбайна. Возведение постоянной обделки производится сразу вслед за подвиганием забоя с отставанием

40-50 м. По состоянию на 13.02.13 г. выполнено по тоннелю №8: проходки – 527,1 м; чистой обделки – 361,3 м; по тоннелю №8а: проходки – 703,8 м; чистой обделки – 507 м.

Несмотря на предпринимаемые меры по упрочнению кровли тоннелей, укреплению предпортальных выемок и порталов, при строительстве неоднократно происходили аварии, связанные с обрушением пород кровли, при этом объемы вывалов достигали нескольких сот кубометров и в отдельных случаях распространялись до земной поверхности.

Так, крупная авария произошла 22 ноября 2012 г. при проходке тоннеля №4а в районе ул. Лысая Гора. Вследствие вывала произошла осадка земной поверхности, вследствие чего образовалась воронка размерами в плане 10 на 20 метров и глубиной более 10 м.

Как видно из рис. 1, породы в месте обрушения сложены, в основном аргиллитами с тонкими прослойками песчаников. Одной из вероятных причин обрушения могло стать изменение свойств грунтов в результате их подтопления как дождевыми, так и техногенными водами.

На рис. 2 показаны источники увлажнения грунтов на аварийном участке, к которым относятся водосточные и канализационные трубы жилого дома, находящегося непосредственно над вывалом.

Другой возможной причиной вывала могло стать нарушение технологии ведения работ, связанное с превышением отставания возведения постоянной отделки от забоя и недостаточная несущая способность временной крепи.

Аналогичная авария произошла 3 марта 2013 г. при сооружении тоннеля № 8а, при которой обрушилось около 200 м³ пород свода на участке, проходимом со стороны южного портала. В результате обрушения произошло оседание участка земной поверхности и вертикальное смещение части фундамента недостроенного трехэтажного дома на величину около 2,5 м (рис. 3).

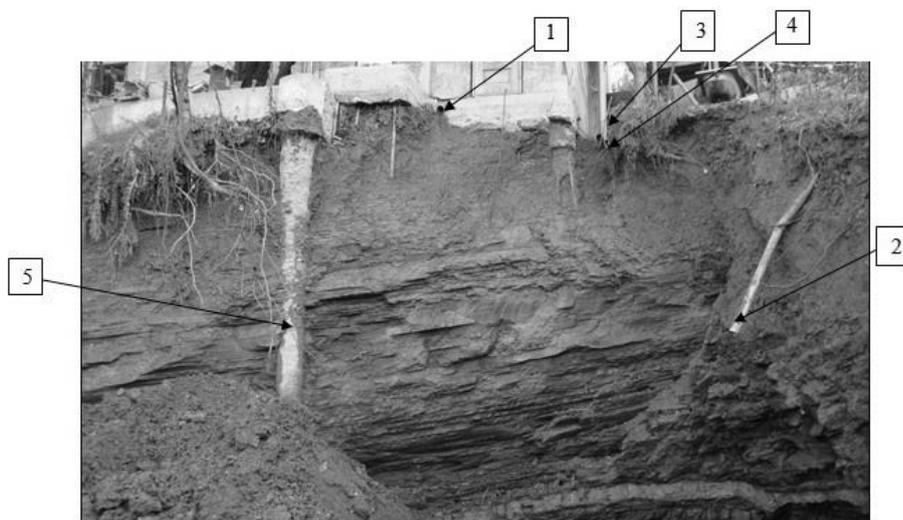


Рисунок 2 – Источники увлажнения грунта вывала:

1 – стальная труба d 100 мм ниже дневной поверхности откоса; 2 – разъединение пластиковой трубы d 100 мм при образовании обвала грунта; 3 – выпуск из стальной трубы d 125 мм; 4 – то же из стальной трубы d 51 мм под дневную поверхность откоса; 5 – буронабивные сваи пристройки жилого строения



Рисунок 3 – Последствия обрушения 3.03.2013 г. в тоннеле №8а

Проведенный мониторинг состояния строительства тоннелей 8 и 8а позволил выявить ряд, как технологических, так и организационных недостатков. Главным из них является несогласованность между подрядчиками, выполнявшими строительство тоннеля и трехэтажного здания непосредственно над осью тоннеля.

Одной из возможных причин аварии являются неучтенные при проектировании тоннеля нагрузки на обделку от веса трехэтажного здания, передаваемого через свайные фундаменты и породы кровли тоннеля. И, наоборот, при проектировании свайных фундаментов здания не было учтено изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива вследствие выемки породы при проходке тоннеля.

Во избежание подобных аварий, необходимо строгое соблюдение следующих мероприятий:

- опережающее упрочнение пород кровли тоннеля, в том числе методами тампонажа и армирования анкерами-инъекторами по аналогии с проходкой горных выработок рудников в условиях неустойчивых пород непосредственной кровли [5];

- ограничение величины заходки с целью снижения площади обнажения пород и возведения временной анкерно-набрызгбетонной крепи, при необходимости – в сочетании с металлической рамной крепью;

- минимально возможное отставание постоянной обделки от забоя, включая бетонирование лотков и банкетов для образования замкнутого железобетонного контура, обладающего высокой несущей способностью;

- качественная система отведения поверхностных вод с участка строительства тоннеля, в том числе с использованием нагорных канав и лотков;

- постоянный мониторинг сдвижения точек земной поверхности непосредственно над тоннелем;

- постоянный маркшейдерский контроль над проектным контуром тоннеля на призабойном участке тоннеля до возведения постоянной обделки;

- мониторинг состояния подпорных стен на припортальных выемках и своевременное усиление несущих конструкций при возникновении предельных деформаций;

- организация дренажа вод из грунтов, слагающих откосы предпортальных выемок.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Транспортная стратегия Российской Федерации на период до 2030 г. Утв. Распоряжением Правительства Российской Федерации от 22.11.08 г. № 1734-р.

2. Федеральная целевая программа «Развитие транспортной системы России (2010 - 2015 годы)». Утв. Постановлением Правительства РФ от 05.12.2001 № 848 (ред. от 27.09.2012).

3. Программа строительства олимпийских объектов и развития города Сочи как горноклиматического курорта. Утв. Постановлением Правительства Российской Федерации от 29.12.07 г. № 991 (ред. от 01.10.2012).

4. Протокол заседания комиссии по проведению внеплановой проверки ОАО «Корпорация «Трансстрой» по рассмотрению замечаний федерального дорожного агентства («Росавтодор») при строительстве тоннелей 2 и 3 очереди «Дублер Курортного проспекта» в г. Сочи от 13 февраля 2013 г.

5. Прокопов А.Ю., Прокопова М.В., Михалко И.В. Мониторинг состояния массива и опережающее крепление выработок на примере шахт Донского ГОКА ОАО «ТНК Казхром»// Перспективы развития горного дела и подземного строительства. Сб. научн. трудов. Вып 2. – Киев: Підприємство УВОІ «Допомога» УСІ», 2011. – С. 20 – 22.

УДК 622.284.4

Саратова А.Ю., студ., Ганшина Е.И., студ., Литвинский Г.Г., д.т.н., проф., ДонГТУ,
г. Алчевск, Украина

ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ЗАТЯЖКИ ШАХТНОЙ КРЕПИ

При креплении капитальных горных выработок рамными конструкциями крепи наибольшее распространение в настоящее время получили железобетонные затяжки. Они способны обеспечить длительную эксплуатацию выработки в условиях высокого горного давления. Однако у них есть ряд существенных недостатков, среди которых основным является их большая масса (22 кг) и стоимость (20 грн. / шт. или 2,4 долл./шт.), причём потребность таких затяжек на 1 пог. м выработки достигает 50 шт. и более. Затяжки при креплении укладывают вручную, их большая масса приводит к высоким трудовым затратам. При повышенном горном давлении затяжки разрушаются (рис. 1).

Как показали исследования, проведённые в ДонГТУ [1], характерными видами деформаций железобетонных затяжек являются: первичные трещины в бетоне, смятие углов и кромок, излом в пролётной части без и с разрывом арматуры, соскальзывание конца затяжки с фланца спецпрофиля, смятие затяжек при податливости крепи из-за уменьшения её периметра. Из всех видов деформаций лишь первичные трещины могут считаться допустимыми.



Рисунок 1 – Деформации железобетонных затяжек

Средневзвешенная надёжность железобетонных затяжек по массиву обследованных выработок составляет в кровле 0.68; в боках - 0.80, а на участках с активным проявлением горного давления (в зоне влияния очистных работ) не превышает 0.5. Хрупкий характер разрушения железобетонных затяжек и возможность их соскальзывания со спецпрофиля крепи из-за слабого защемления концов вызывает опасность внезапных вывалов породы в выработку и травматизма горнорабочих. Поэтому разработка и оптимизация конструкции затяжки представляет собой актуальную научную задачу.

Анализ работы железобетонных затяжек показывает, что они, как правило, испытывают

внecтpeннoe cжaтe иe и изгиб, что сопровождается образованием трещин и сколов бетона, разрывом арматуры.

Целью исследования являлось определение резервов повышения несущей способности железобетонных затяжек при одновременном снижении их массы.

Основная идея исследований состояла в том, чтобы на основе изучения особенностей и закономерностей работы затяжки, установленной на рамную податливую крепь разработать и обосновать необходимую ее несущую способность, требуемую схему армирования, за

счет чего повысить технико-экономические показатели затяжки путем уменьшения ее массы и стоимости.

Задачами исследовательской работы по изучению железобетонной затяжки были:

- анализ состояния вопроса;
- проведение патентных исследований для выявления основных тенденций развития конструкций железобетонных затяжек;
- выбор и обоснование расчётной схемы затяжки;
- определение требуемой несущей способности затяжек в соответствии с несущей способностью рамной податливой крепи;
- исследование зависимости несущей способности затяжки от площади армирования и высоты защитного слоя;
- разработка оптимальной по армированию и толщине железобетонной затяжки с высокой несущей способностью;
- оценка технико-экономического эффективности применения в промышленности рекомендуемой железобетонной затяжки.

Для решения поставленной задачи использовались: аналитический метод исследований, теория расчёта железобетонных конструкций, опыт проектирования и эксплуатации железобетона [2,3]. Расчёты производились с помощью системы компьютерной алгебры из класса систем автоматизированного проектирования, ориентированной на подготовку интерактивных документов с вычислениями и визуальным сопровождением MathCad.

Железобетонная затяжка рассматривалась в рамках известной расчётной схемы как однопролётная балка под действием внешней самой неблагоприятной нагрузки со стороны пород – сосредоточенной силы в середине пролёта. При поперечном изгибе затяжки взаимодействие сжатой зоны бетона и арматуры в растянутой зоне показано на рис. 2. Для определения зависимости несущей способности затяжки от особенностей её конструкции (армирования и толщины сжатой зоны бетона) была разработана компьютерная модель в рамках математического пакета MathCad, с помощью которой были построены графики искомой зависимости несущей способности затяжки от основных влияющих факторов (рис. 3):

$$F = f(A, B_c, h_z, h), \quad (1)$$

где A – площадь армирования растянутой зоны ж/б затяжки, м^2 ;

B_c – прочность бетона на сжатие, МПа;

h_z – высота защитного слоя, м;

h – высота затяжки, м.

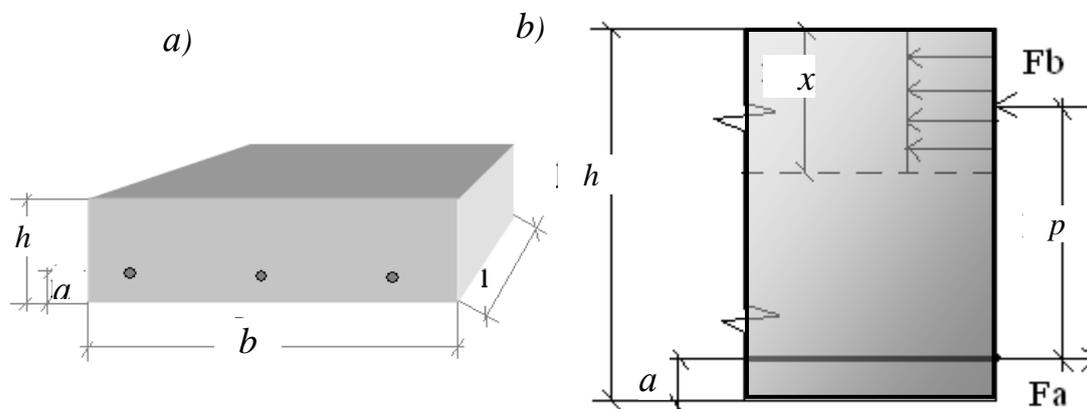


Рисунок 2 – Общий вид (a) и расчётная схема (b) железобетонной затяжки

В результате на основании разработанного алгоритма получили важные зависимости несущей способности затяжки F (Н) от площади арматуры A (м^2).

На рис. 3 изображены сверху вниз: 1,2,3 - графики несущей способности стандартных затяжек по мере уменьшения толщины защитного слоя 15,10, 5 см, нижняя кривая 4 - оптимизированная затяжка, у которой толщина h уменьшена на 20%, – с 50 до 40 мм.

Следовательно, при уменьшении толщины защитного слоя затяжки заметно увеличивается и её несущая способность F , Н. Однако уменьшать защитный слой a до нуля нельзя по технологическим условиям и особенностям взаимодействия арматуры с бетоном. Так как требуемая по нормам несущая способность затяжки должна быть равна 3,5-3,8 кН, достаточно использовать оптимизированную железобетонную затяжку с площадью арматуры $1,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$ и толщиной защитного слоя 50 мм. Большая толщина защитного слоя нецелесообразна по условиям работы железобетона в выработке, где нет циклов замораживания и оттаивания.

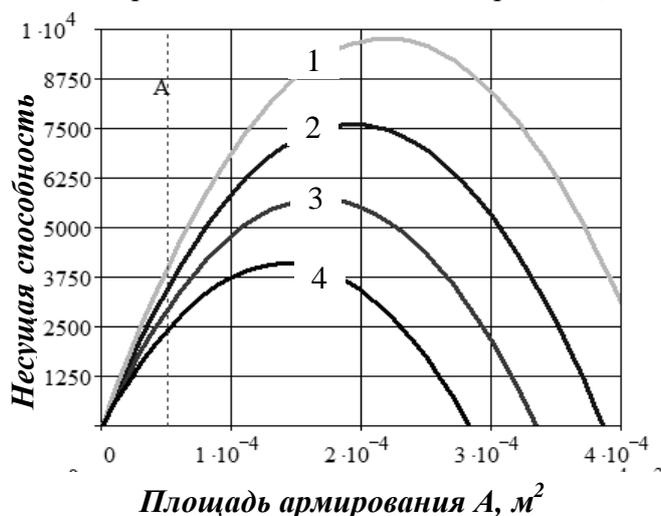


Рисунок 3 – Расчётные графики зависимости несущей способности затяжки F , Н от площади её армирования A , м^2 при разной толщине защитного слоя a , м.

4) переход на оптимальную конструкцию ж/б затяжек позволит снизить их массу с 22 кг до 17,6 кг, уменьшить расход бетона до $0,2 \text{ м}^3$ на 100 шт. затяжек, снизить транспортные расходы и трудозатраты на установку затяжек при креплении на 20-25%, стоимость затяжки при этом снизится с 20 до 16 тыс. грн. (с 2,4 тыс. долл. до 1,9 тыс. долл.) за 1000 затяжек или на 150-200 тыс. грн. (18,4 – 24,5 тыс. долл.) на 1 км горной выработки.

Поэтому можно считать новую затяжку для крепления капитальных выработок весьма перспективной и заслуживающей широкого внедрения вместо обычных затяжек.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Литвинский Г.Г. и др. Межрамные ограждения шахтной крепи / Г.Г. Литвинский, Г.И. Гайко, И.В. Малеев, В.Б. Волошин – Алчевск: ДГМИ, 2000. – 110 с.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) / - М.: Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений (ЦНИИПРОМЗДАНИЙ), 2005. – 304 с.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 448 с.

Выводы:

1) нашедшие широкое распространение в угольной промышленности ж/б затяжки излишне массивны и дороги, что ведёт к перерасходу материальных и трудовых затрат при креплении горных выработок;

2) проведенными исследованиями установлено, что можно значительно уменьшить материалоёмкость железобетонной затяжки путём оптимизации её конструкции;

3) в настоящее время при существующей технологии изготовления и промышленного использования железобетонной затяжки допустимо уменьшить её толщину на 20%, изменив её арматурный каркас и его пространственное расположение;

УДК 622.261

Андреев Б.Н., д. т. н., проф., Сергеев С.С., магистрант, ГВУЗ «Криворожский национальный университет», г. Кривой Рог, Украина

ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИИ ПРОХОДКИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СОВРЕМЕННЫХ ПРОХОДЧЕСКИХ КОМПЛЕКСОВ

Проблема и ее связь с научными и практическими задачами. Ежегодно на шахтах Криворожского бассейна проводится около 5 тыс. м горизонтальных капитальных и подготовительных выработок. Однако этих объемов недостаточно для сокращения отставания по строительству новых глубоких горизонтов, которое на разных шахтах Кривбасса составляет от 5 до 8 лет. Следствием этого является значительное снижение объемов производства товарной продукции и угроза консервации шахт в связи с отсутствием подготовленных запасов рудного сырья. И это при том, что на глубине 1500 м суммарные запасы богатой железной руды составляют свыше 1,5 млрд. т. Увеличение глубины ведения горно-строительных работ сопряжено с ухудшением условий проходки выработок, выраженном в возрастании напряженного состояния породного массива и усложнении горно-геологических условий.

С целью ликвидации отставания в подготовке новых горизонтов, шахтостроительные организации все шире используют современные высокопроизводительные проходческие комплексы. Однако, как показала практика, одной из немаловажных особенностей строительства с применением нового оборудования, которой зачастую не уделяется особое внимание, является организация работ. Неправильное определение технологической схемы проведения выработки приводит к неоправданному простоям оборудования и отставанию по темпам строительства.

Указанные проблемы обуславливают необходимость скорейшего решения задач выбора, обоснования и внедрения оптимальных технологических схем проведения горных выработок, которые в наибольшей степени соответствовали бы конструктивным параметрам современного горнопроходческого оборудования.

Анализ исследований и публикаций. За последние годы на железорудных предприятиях стало использоваться современное горнопроходческое оборудование, новые виды и принципы организации работ в подготовительных и горнокапитальных выработках.

Разнообразие горно-геологических условий подземной разработки железорудных месторождений во многих странах мира требует применения высокоавтоматизированного, высокопроизводительного и малогабаритного оборудования.

Основным направлением совершенствования современного горного оборудования, в частности разработок шведской компании «Atlas Copco» и финской «Sandvik Tamrock», является применение на буровых установках и погрузочных машинах компьютеров со специальным программным обеспечением, которое имеет широкие возможности. Высокий уровень автоматизации, компьютеризации и программирования требует внедрения новых подходов к разработке технологических решений проходки горных выработок, обеспечивающих максимальное использование возможностей современной проходческой техники [1].

Новейшая техника и оборудование делают шахту по добыче хромита в Кеми (Финляндия) особенной. Руководство шахты создала свою базу данных и извлекает выгоду из последних технологий LAN (Local Area Network – Локальная Вычислительная Сеть), применяемых на новых машинах, одной из которых является буровая установка Boomer L2C, оснащенная опцией «Система удаленного доступа». Эта технология широкополосной сети LAN работает на частоте 1,2 ГГц и позволяет передавать данные от машин непосредственно в

офис шахты. Данные относительно бурения, силы подачи, промывки и скорости вращения инструмента могут быть проверены в реальном времени.

Технология LAN улучшает использование оборудования, уменьшает время простоя и делает более эффективным техническое обслуживание. Если машины делают ошибки, на дисплеях в кабине, а также в офисе шахты показывается предупреждение. Если возникают незначительные ошибки, то буровая установка может продолжать работать, тогда как с помощью программного обеспечения производится устранение неполадок.

Постановка задачи. Анализ показал, что в настоящее время весьма важной является задача обоснования параметров технологии и организации проходки протяженных горизонтальных выработок, которые обеспечат снижение капитальных затрат, трудоёмкости работ и исключит простои оборудования. Повышение скорости проходки в крепких породах за счёт рационального использования возможностей высокопроизводительных проходческих комплексов при использовании поточно-циклической схемы проведения выработки.

Изложение материала и результаты. В последние годы при проходке подземных капитальных, подготовительных и очистных выработок на рудниках применяется высокопроизводительное самоходное проходческое оборудование с автономным дизельным или электрическим приводом. Однако при традиционной организации ведения проходческих работ, применение комплексов самоходного оборудования в одном забое, как правило, не оправдывает материальных затрат на их приобретение, так как в большинстве случаев техника значительную часть времени простаивает в ожидании фронта работ.

Анализ производственной деятельности ряда шахт Публичного Акционерного Общества «Криворожский железорудный комбинат» (ПАО «КЖРК») показал наличие тесной связи между технической производительностью проходческого оборудования и коэффициентом его использования (КИО). Данный показатель характеризует степень производительного использования оборудования, как активной части производственных основных фондов. В большинстве случаев КИО рассчитывается как отношение продолжительности фактической работы оборудования к плановому фонду времени [2]. Установлено, что чем большую техническую производительность имеет самоходное оборудование, тем ниже коэффициент его использования. Это можно объяснить многооперационностью взаимосвязанных систем параметров и операций, составляющих производственный процесс, а также вероятностной и естественной продолжительностью их выполнения. Следует отметить, что обычно применяемый для повышения КИО многозабойный способ ведения проходческих работ, базирующийся исключительно на основе практического опыта и интуиции инженерно-технических работников, хотя и доказал свою эффективность при использовании традиционной техники, в данном случае не дает положительных результатов.

Для условий шахт ПАО «КЖРК» были произведены расчеты проходческих циклов при проведении протяженных горизонтальных выработок. Первый вариант расчета – с использованием отечественного оборудования – буровой каретки УБШ и погрузочной машины ППН-3 заходками 1,8 м, второй вариант – с использованием нового оборудования компаний «Atlas Copco» и «Sandvik Tamrock» заходками 3,0 м.

С целью обоснование рациональных параметров технологии проходки с использованием современных проходческих комплексов был проведен сравнительный анализ темпов проходки выработок на строительстве новых горизонтов при использовании традиционной и новой техники. На основании полученных результатов построены соответствующие графики, рис. 1.

В результате расчета определены продолжительности операций проходческого цикла при проведении протяженных горизонтальных горных выработок импортной и отечественной техникой, в основу расчета заложено по 16 циклов проходки, с техническим обслуживанием техники и настилкой рельсового пути. Установлено, что продолжительность проходки традиционной техникой за 16 циклов составляет 618 часов, а продолжительность проходки

новой техникой за 16 циклов составляет 377 часов. Это составляет соответственно 30 и 19 дней.

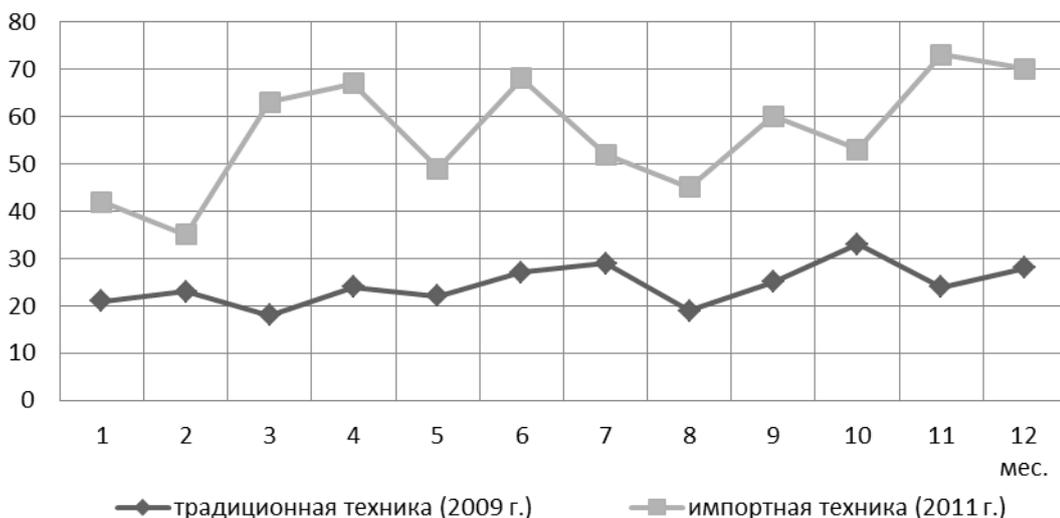


Рисунок 1 – Темпы проходки квершлага гор.1350м ш. «Гвардейская» ПАО «КЖРК»:

1 – с применением традиционной техники (2009 г.);

Анализ полученных результатов показал, что при использовании традиционной техники значение КИО составляет 5,6 смены, а при новой технике – КИО = 2,8 смены. За 16 циклов суммарная длина пройденной выработки составляет 32 м при традиционной технике (30 суток) и 48 м – при новой (19 суток). Если взять за основу работу техники в течение 30 суток, то комплексы современного оборудования обеспечат за этот период 28 проходческих циклов с суммарным продвиганием забоя 84 м.

Выводы и направление дальнейших исследований. При технологии сооружения протяженных выработок с использованием высокопроизводительного проходческого оборудования возможно увеличение объемов выработки в 2-3 раза, значительно улучшаются условия труда проходчиков, существенно снижается трудоемкость работ и уровень травматизма. Это позволяет повысить интенсивность подготовки горизонтов и уменьшить общее количество техники и работающего персонала.

Вместе с тем, режимы работы высокопроизводительного оборудования не являются оптимальными, поскольку характеризуются низкими значениями коэффициентов его использования. Дальнейшие исследования следует направить на совершенствование схем подготовки новых горизонтов и разработку стратегии организации проходческих работ, которые позволили бы максимально использовать возможности современной проходческой техники.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ульф Линдер. Горное дело и строительство – Особые инновации: RCS, Atlas Copco Rock Drills AB, SE-701 91 Örebro, Sweden. – 2011 - №1, - С. 20-22.
2. Андреев Б.М., Кононенко В.В., Бровка Д.В. Оптимізації часу проведення гірських виробок при реконструкції шахт // Вісник Криворізького технічного університету: Збірник наукових праць. – Кривий Ріг: КТУ. – 2010. – Вип. 25. – С. 56 – 61.

УДК 624.044

Шайдецька Л.В., ст.в. каф. ГБГТ, Добровольська А.О., студ., Мацюк Н.С., студ., каф. ГБГТ, НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

ВИКОРИСТАННЯ ПРАКТИЧНИХ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ КІНЦЕВИХ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ ФУНДАМЕНТІВ

Визначення деформацій ґрунтів під дією зовнішніх сил має велике значення для практики проектування фундаментів споруд, так як, деформація основи є одним із факторів, що впливає на довговічність споруд. Розрахунки фундаментів як систем «основа – фундамент» та «основа – фундамент – споруда» за деформаціями основ виконують з використанням лінійної або нелінійної залежності «напруження (тиск) – деформація (осідання)» з урахуванням величини навантаження і властивостей ґрунтів основи.

Для визначення кінцевих деформацій (осідання) ґрунтів основи використаємо класичні методи підрахунку: метод пошарового додавання осідань окремих шарів в межах стисненої товщі основи та метод еквівалентного шару ґрунту. Осідання за методом пошарового додавання осідань окремих шарів, у відповідності з рекомендаціями ДБН В.2.1–10–2009, визначається за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}$$

де S – кінцеве (стабілізоване) осідання фундаменту (м); $\beta = 0,8$ – безрозмірний коефіцієнт; n – число шарів, на які розділена по глибині стиснена товща основи; h_i – товщина i -го шару ґрунту (м); E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту (кН/м²); $\sigma_{zp,i}$ – середнє значення додаткового вертикального нормального напруження в i -тому шарі ґрунту, до дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній та нижній межах шару по вертикалі, що проходить через центр підошви фундаменту.

Метод еквівалентного шару був запропонований для розрахунків професором М.О. Цитовичем у 1934 році. Метод базується на теорії лінійно деформованих тіл і значно спрощує розрахунок осідання ґрунтової основи, приводячи складну просторову теорію консолідації ґрунтів до еквівалентної одномірної. Еквівалентним є шар ґрунту такої потужності, при якій осідання суцільного, необмеженого за площею фундаменту дорівнює осіданню фундаменту заданих розмірів і форм, спорудженого на ґрунтах необмеженої потужності.

В [2] наведено рекомендації до розрахунку за методом еквівалентного шару, де величина осідання визначається за формулою:

$$S = h_y m_v P_0 \text{ (м)}$$

де P_0 – тиск під підошвою фундаменту; h_y – товщина еквівалентного шару ґрунту, осаду поверхні якого при суцільному навантаженні дорівнює осіданню фундаменту; m_v – середній коефіцієнт відносної стискальності. Визначивши значення осадки S , треба перевірити умову: $S \leq S_{i\delta}$.

На сучасному етапі розвитку будівельної науки в проектних організаціях та інститутах використовуються прикладні пакети, які спеціально розроблені для аналізу деформацій та стійкості геотехнічних споруд. Проста процедура графічного вводу дозволяє швидко складати комплексні моделі кінцевих елементів, а вихідні пристрої здійснюють детальне зображення результатів розрахунку. Сам розрахунок повністю автоматизований і оснований на стійких числових методах. Така

концепція дозволяє новим користувачам, після короткого часу вивчення програми, працювати з нею. В прикладному пакеті PLAXIS використовуються моделі ґрунтів обмежені моделлю Мора-Кулона. Припускається, що користувачі володіють основними поняттями з механіки ґрунтів та можуть працювати з програмами Windows.

Для аналізу методів визначення деформацій ґрунтів проведемо розрахунок всіма наведеними методами та порівняємо їх результати.

Визначимо деформації (осідання) основи фундаменту шириною $b = 1,4$ м на глибині $d = 1,7$ м в однорідних піщаних ґрунтах потужністю $h = 6$ м, тиск по підшві фундаменту $P_0 = 0,29$ МПа.

За методом пошарового додавання осідань окремих шарів в межах стисненої товщі основи розрахунок проводиться в табличному вигляді і повна осадка фундаменту складає $S = 2,75$ см.

За розрахунком методом еквівалентного шару спочатку знаходимо товщину еквівалентного шару ґрунту $h_y = 3,36$ м, середній коефіцієнт відносної стисливості шаруватого напластування $m_v = 4,6 \cdot 10^{-5}$ кПа, відповідно тиск по підшві фундаменту рівний $P_0 = 0,29$ МПа, тоді величина осідання

$$S = h_y m_v P_0 = 3,36 \cdot 4,6 \cdot 10^{-5} \cdot 290 = 0,045 \text{ м або } 4,5 \text{ см.}$$

Провівши розрахунок за допомогою прикладного пакету PLAXIS 2D V8, та PLAXIS 3D Foundation (трьохмірна кінцево-елементна програма розроблена безпосередньо для розрахунків фундаментів) отримаємо наступні результати:

Після задання фізичних характеристик для ґрунту та фундаменту ми отримуємо осеметричну сітку кінцевих елементів навкруги фундаменту (рис.1)

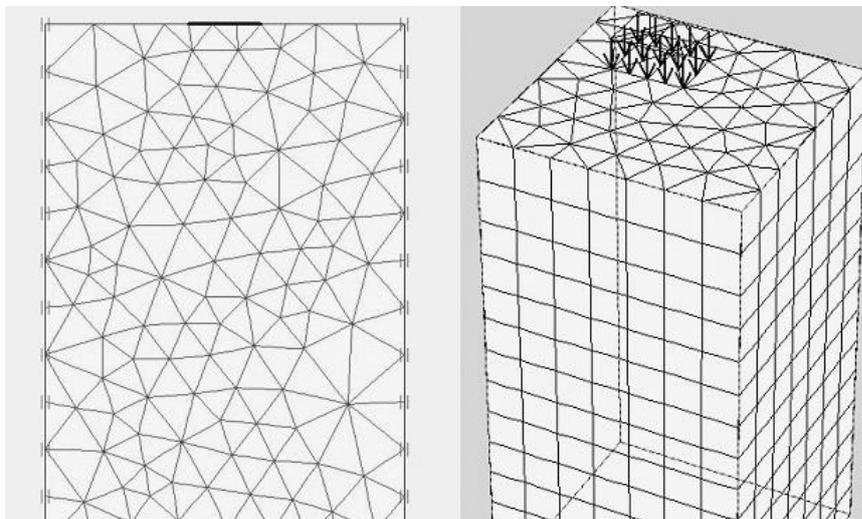


Рисунок 1 – Осеметрична сітка кінцевих елементів навкруги фундаменту (з ліва PLAXIS 2D V8, з права PLAXIS 3D Foundation)

На рис. 2 та рис.3 наведені результати розрахунку за допомогою прикладного пакету.

Провівши порівняльний аналіз розрахункових даних можна зробити висновок, що розглянуті методи задовольняють нормативним умовам. Метод еквівалентного шару ґрунту, при будівництві на слабких ґрунтах, більш наближений до натурних спостережень. Але перевага прикладних пакетів в можливості виведення широкого діапазону кінцевих результатів, які можуть використовуватися не тільки для визначення деформацій основ але і визначення деформацій системи «основа-фундамент».

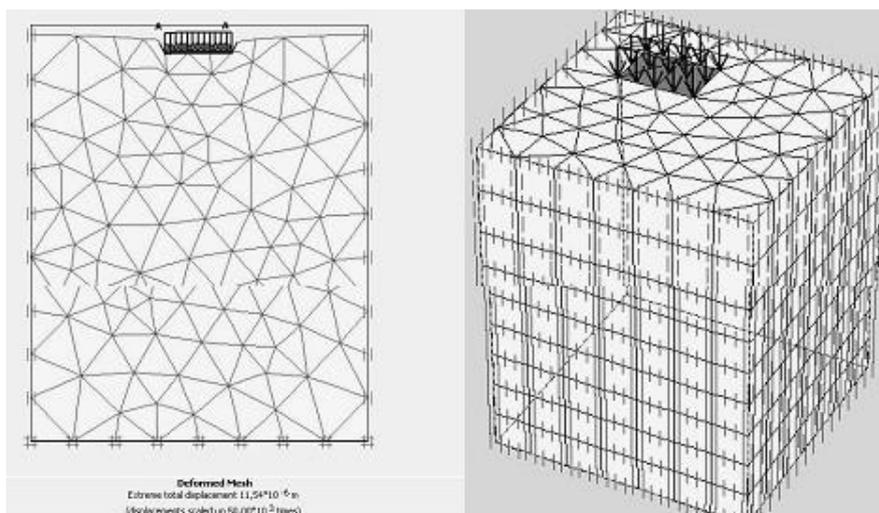


Рисунок 2 – Виведення результатів деформації основи (зліва PLAXIS 2D V8 , з права PLAXIS 3D Foundation)

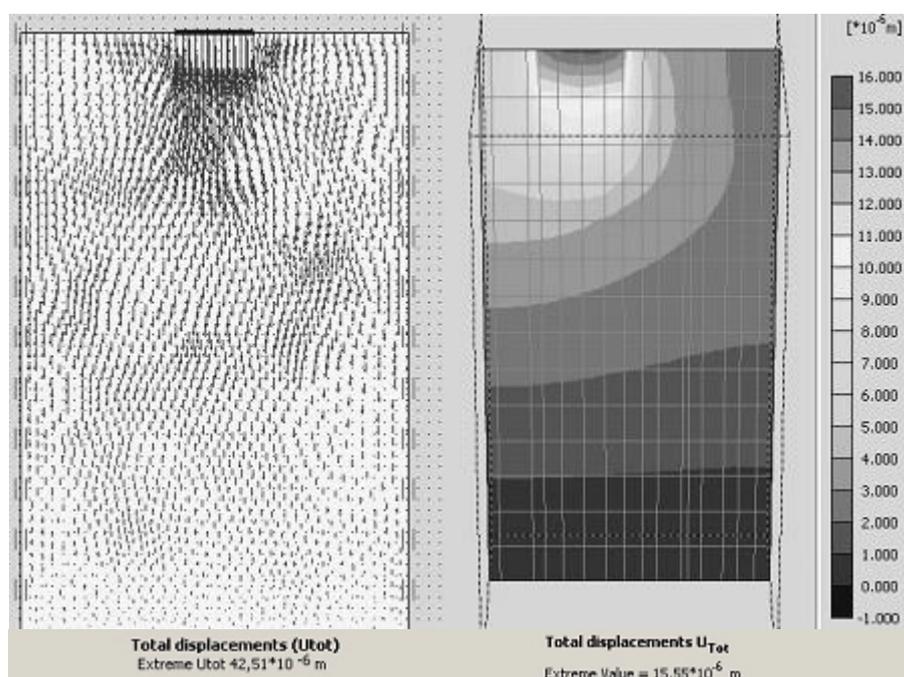


Рисунок 3 – Зміщення ґрунту(зліва PLAXIS 2D V8 , з права PLAXIS 3D Foundation)

Таким чином поєднання класичних методів визначення кінцевих деформацій основ та програм прикладних пакетів розроблених для визначення деформацій дають можливість правильно оцінити достовірність побудованої моделі, що застосовується.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.1–10–2009 Основи та фундаменти
2. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): Учебник для строи. вузов.- 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1983. – 288 с., ил.
3. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб.пособие для строит. спец. вузов/под ред. С.Б.Ухова.-3-е изд., испр.- М.:Высш.шк., 2000.

УДК 622.25(06)

Шинкарь Д.И., асп., «ЮРГТУ(НПИ)», г. Шахты, Россия

ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ КРЕПИ С УПРАВЛЯЕМЫМ РЕЖИМОМ РАБОТЫ

В последние 10-15 лет шахтное строительство в условиях роста глубины отработки полезных ископаемых и усложнения гидрогеологической обстановки на реконструируемых и строящихся горных предприятиях столкнулось с отсутствием надежных в эксплуатации, ресурсосберегающих и экономически приемлемых типов крепей для поддержания основных вскрывающих выработок [1]. Возможным выходом из создавшегося положения является внедрение крепей с регулируемым режимом работы, и, в частности, запатентованной автором конструкции трёхслойной сталебетонной крепи [2]. Перспективы применения крепи на практике зависят не только от ее эксплуатационных характеристик, но и от ее технологичности на этапе возведения.

В настоящее время при строительстве вертикальных стволов в РФ наиболее широкое применение нашла совмещенная технология ведения работ. Простота организации, безопасность труда, относительно небольшая стоимость оснащения, высокая, до 200 м/мес. скорость строительства, возможность механизации наиболее трудоемких процессов – это основные преимущества, которые предопределили ее широкое использование. Опыт последних 10-15 лет показывает, что при креплении стволов по совмещенной технологии чугунными тубингами, комбинированной чугунно-бетонной крепью скорость строительства протяженной части обычно не превышает 25-30 м/мес. [3]. Исходя из этого, далее для возведения сталебетонной крепи рассматривалось два варианта технологии. По первому крепь возводится в забое ствола, т.е. по совмещенной технологии, наиболее распространенной, по второму параллельно с основными проходческими процессами, что, как показано в данной статье, позволяет существенно увеличить скорость строительства.

При совмещенной технологии возведения сталебетонной крепи предлагаемой конструкции из перечня необходимого забойного оборудования исключается подвесная опалубка, что существенно снижает стоимость оснащения ствола к проходке. Наиболее ответственным является выбор погрузочной машины. Серийно выпускаемые российской промышленностью одно- и двухгрейферные погрузочные машины не позволяют комплексно механизировать процесс заводки в проектное положение секций крепи, ведение сварочных работ, подачу бетона на высоту 4-5 метров, сократить объем погрузки породы во второй фазе. Все эти функции может выполнять гидравлический погрузчик с управляемым манипулятором, на который, в случае необходимости, навешивается ковш или грейфер для погрузки породы, отбойный молоток для механизации работ во второй фазе погрузки, люлька для ведения сварочных работ и бетонирования. В РФ, как в настоящем, так и в прошлом опыт проектирования и применения машин подобной конструкции ограничен. Так, например, в литературе отмечена разработка комплекса шагающего оборудования (ВНИИОМШС), включающего гидравлический погрузчик с управляемой стрелой. За рубежом широкий опыт применения подобных машин имелся в Канаде. С помощью пневмопогрузчика конструкции Крейдермана были пройдены стволы на шахтах «Лейтч Гоулд Майн», «Джапан Елру Найф», «Фау Шафт» и т.д. В настоящее время в Германии гидравлические грузчики с управляемой стрелой достаточно широко использует фирма Tysson Schachtbau. Во всех случаях подобные машины положительно зарекомендовали себя, обеспечивали высокую долю механизации труда, повышали скорость строительства.

Порядок производства работ в стволе будет таким же, как и при креплении чугунными тубингами. Габариты стальных секций необходимо принимать максимально возможными

ми (они ограничены размерами бадьевого проема в проходческом полке), это позволяет минимизировать ведение в стволе сварочных работ. По забой секции можно перемещать с помощью манипулятора или тросов погрузочной машины. После установки кольца крепи, через оставленные в верхней его части проемы, с подвешенной к манипулятору погрузочной машины люльки, укладывают бетон. После схватывания бетона продолжают погрузку породы, осуществляют разборку забоя, бурят шпур, параллельно укладывают оставшуюся часть бетона и заваривают проемы, предназначавшиеся для этого. Далее весь цикл работ повторяется.

Совмещенная технология имеет важное преимущество - возможность изменять тип применяемой крепи без переоборудования забоя. Ее можно рекомендовать при строительстве стволов, в которых основной является чугунно-бетонная, либо монолитная бетонная крепь, а сталебетонная возводится только на участках пересечения высоконапорных водоносных горизонтов.

Параллельная технология достаточно широко применялась в России при проходке вертикальных стволов до 60-х годов XX в., при использовании тубинговых, блочных, кирпичных и др. штучных крепей, т.е. тогда, когда возведение постоянной крепи требовало значительных затрат времени. Крепь с регулируемым режимом работы также характеризуется высокой трудоемкостью и длительностью возведения. Заводка в проектное положение сегментов стальной обечайки, их временное закрепление, сварочные работы, укладка и уплотнение бетона, все это достаточно трудоемкие и длительные процессы, поэтому для повышения скоростей проходки в качестве основной следует рассматривать параллельную технологию.

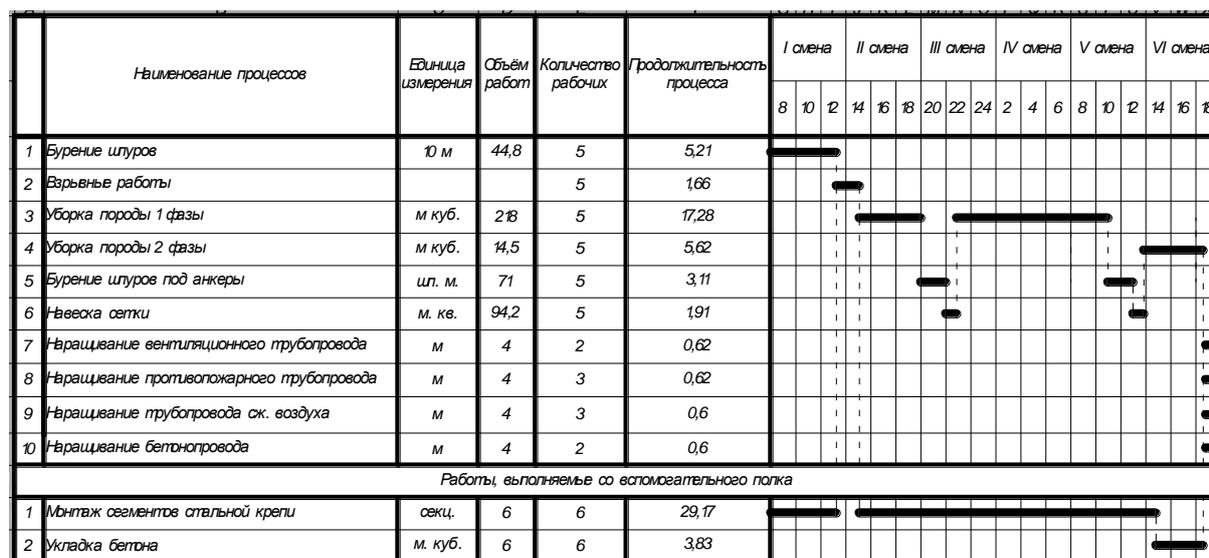


Рисунок 1 – График организации работ при возведении сталебетонной крепи по параллельной технологии

Условия, при которых породные стенки ствола могут оставаться незакрепленными на высоту 40-60 м являются для районов интенсивного развития горной промышленности РФ исключительными. Исходя из этого, основным недостатком параллельной технологии является необходимость наличия достаточно прочной и надежной временной крепи. На основе анализа имеющегося опыта применения облегченных крепей в качестве временной при притоках воды в забой ствола до 6 м³/час. можно рекомендовать набрызгбетонную крепь, при притоках свыше 6 м³/час. анкерную. В наиболее сложных условиях в забое ствола с помощью передвижной металлической секционной опалубки целесообразно возводить монолитную бетонную крепь, которая будет являться составной частью постоянной крепи.

Порядок производства работ в стволе при параллельной технологии показан на рис. 1.

Ствол оборудуется двумя полками. Верхний полк используют для возведения постоянной крепи одновременно с погрузкой породы и бурением, когда в забое задействовано 2-4 проходчика. Важным преимуществом параллельной технологии является возможность использования стальных сегментов значительных размеров. Для этого очередную секцию крепи с помощью канатов подъемных машин спускают на верхний этаж полка, перецепляют на расположенную там грузовую таль и далее опускают в зазор между полком и постоянной крепью предыдущей заходки в шаблон. Там уже секцию центрируют, выравнивают по отвесу, закрепляют и приступают к сварочным работам. В это время осуществляют спуск и установку в проектное положение следующей секции. После наращивания става на 10-15 м. устанавливают опорный поддон, выполняют пикотаж, полк поднимают до уровня отверстий, оставленных для ведения бетонирования, и осуществляют укладку смеси.

Выполненный расчет показал, что использование параллельной технологии по сравнению с совмещенной позволяет на треть увеличить скорость строительства (с 60 м/мес. до 80 м/мес.). На рис. 2 в виде графика представлены результаты сравнения трудозатрат при возведении чугунно-бетонной, сталебетонной, сталебетонной трехслойной крепи в зависимости от диаметра строящегося ствола.

Как видно из рис. 2 наиболее трудозатратным является возведение трехслойной сталебетонной крепи, за счет необходимости вести работы по установке секций крепи в проектное положение и сварке дважды, для внешней и внутренней стальных оболочек.

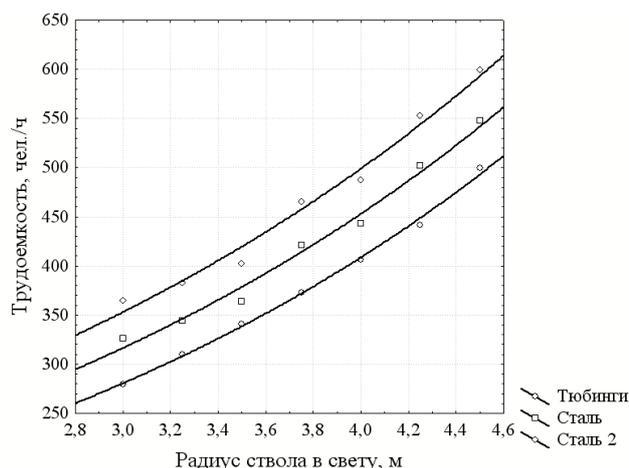


Рисунок 2 – Сравнение трудозатрат при креплении стволов чугунно-бетонной, сталебетонной и трехслойной сталебетонной крепью

При переходе от чугунно-бетонной крепи к сталебетонной, даже при той же толщине слоя бетона, диаметр ствола в черне сокращается. Это связано с тем, что тюбинг имеет внутренние ребра, и при толщине стенки 30 мм общее увеличение радиуса ствола достигает 230 мм. Уменьшение площади ствола в проходке ведет к снижению объемов бурения шпуров, погрузки и выдачи на поверхность породы, объемов крепления.

Крепление стволов комбинированной сталебетонной крепью с регулируемым режимом работы является трудоемким процессом и приводит к увеличению сроков строительства.

Данный недостаток может быть частично устранен переходом от совмещенной к параллельной технологии крепления. Как показали выполненные расчеты, такое решение позволяет на треть увеличить скорость проходки и довести ее до требований нормативов.

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. Масленников С.А. Состояние и перспективы строительства вертикальных стволов в Российской Федерации // Перспективы развития Восточного Донбасса. Часть 1: сб. науч. тр. / Шахтинский институт (филиал) ЮРГТУ (НПИ). – Новочеркасск: УПЦ «Набла» ЮРГТУ (НПИ), 2008. – С. 174 – 191

УДК 622.23.05

Сергієнко М.І. ст. викл., Стасюк С.М. студ., НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

ПОРІВНЯЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА БУРОВИХ СТАНКІВ СБШ-250 ТА "ATLAS COPCO" НА КАР'ЄРАХ УКРАЇНИ

Найбільш широке застосування на відкритих гірничих роботах на кар'єрах України отримав шарошечний спосіб буріння свердловин для буровибухових робіт за допомогою станків шарошечного буріння – СБШ. Станки призначені для буріння вертикальних і похилих свердловин діаметром $d_s = 160-320$ мм і глибиною до 35 м. в породах з коефіцієнтом міцності $f = 6 - 18$. Переважне застосування шарошкового буріння призвело до істотного зниження можливості керування параметрами буропідривних робіт. Але ці станки, на жаль, в наш час застарілі і на заміну їм прийшли на кар'єри України бурові верстати шведського машинобудівного концерну "Atlas Copco", один з найбільших у світі постачальників промислових технологій. Вони оснащені заглибними пневмоударниками для ударно-обертального буріння. Ефективність буріння станками "Atlas Copco" забезпечується заглибними пневмоударниками або гідроударниками, конструкції і типом розміри яких дозволяють бурити свердловини діаметром d_s від 85 до 305 мм в гірських породах від середньої міцності до надміцних.

Аналіз роботи станків на кар'єрах України наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Порівняльна характеристика бурових установок

Показники	Одиниця виміру	СБШ -250	ROC L8 "Atlas Copco"
Діапазон міцності порід	f	12-18	16-20
Встановлена потужність	кВт	398	317
Діапазон буріння (гор./верт.)	град	0-30°	0-90°
Швидкість переміщення	км/год	0,78-1,2	3,4
Глибина буріння	м	32	54
Діаметр бурових свердловин	мм	250-270	85 - 203
Маса	т	75,0	16..8
Робочий орган, тип		Шарошечне долото	Пневмоударник заглибний - 44/54/64
Зусилля подачі	кН	300	40

Розрахунок продуктивності бурових станків. Продуктивність бурових станків залежить від швидкості буріння і показника буримості.

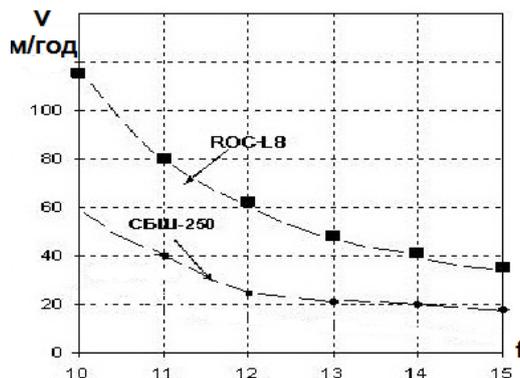


Рисунок 1 – Залежність швидкості буріння від категорії порід по буримості

З графіка видно, що швидкість буріння верстатами ROC-L8 в два рази вище швидкості буріння верстатами СБШ-250МН.

Технічну швидкість шарошечного буріння визначають по формулі

$$v_{\sigma} \approx \frac{35P_{\sigma}n_{\sigma}}{P_{\sigma}d_{\sigma}^2}, \text{ м/год},$$

де p_{σ} - виражено в тс, n_{σ} - в об/хв, діаметр долота d_{σ} — в см.

У міру зносу долота швидкість буріння знижується, оскільки зменшується висота штирів, збільшується сумарна площа контакту їх із забоем свердловини і зменшується глибина впровадження штиря при постійному осьовому навантаженні на долото:

$$v_{\sigma.m.} = v_{\sigma.o.} \sqrt{1 - \left(\frac{h_T}{S_{\sigma}}\right)^2}, \text{ м/год},$$

де $v_{\sigma.o.}$ — початкова швидкість буріння новим долотом, м/год; h_T - поточна величина проходки свердловини одним долотом, м

Висновки. Отже, результати порівняння експлуатації верстатів “Atlas Copco” і з заглибними пневмоударниками підтвердили, що вони являються ефективніші верстати, ніж бурові станки СБШ при бурінні свердловин. Заглибний пневмоударник "СОРСО" є більш перспективний в застосуванні ніж бурові станки СБШ, завдяки більш високій продуктивності, ефективності використання, потужності приводного двигуна. Вони мають значно меншу масу і шумовий вплив як на працюючих робітників, так і на навколишнє середовище. "СОРСО" більш мобільні і дозволяють бурити не тільки вертикальні, а і свердловини під кутом нахилу 0 – 90 градусів. Станки забезпечують високу точність буріння з діаметром свердловин від 35 до 180 мм, і глибиною до 54 м.

Недоліком є висока вартість бурильних коронок, високі вимоги до якості робочої рідини та сервісне обслуговування станків.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. <http://www.library.stroit.ru/articles/karbur/index.htm>.
2. Подэрни Р. Ю. Станки вращательного бурения взрывных скважин на открытых работах. Горное оборудование и электромеханика № 12, 2006.
3. Мала гірнича енциклопедія. В 3-х т. / За ред. В. С. Білецького. — Донецьк: Донбас, 2004.
4. <http://venera24.ks.ua/?p=293>.

УДК 622.23.05

Стецьків І.В., студ., Сергієнко М.І., ст. викл. НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

ЕФЕКТИВНІСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ ПЛАВАЮЧИХ БУРОВИХ УСТАНОВОК ДЛЯ ВИДОБУТКУ НАФТИ ТА ГАЗУ НА УКРАЇНІ

Україна потребує значних енергоресурсів і в першу чергу нафти і газу. Перспективи в видобуванні нафти і газу на території України пов'язані з шельфовими зонами Чорного та Азовського морів, де зосереджено за геологічними прогнозами біля 40% запасів нафти, газу, газоконденсату. Відкриті газові родовища на Чорному та Азовському морях вже істотно впливають на енергетичне забезпечення народного господарства України. Прогнозні ресурси вуглеводню шельфу Чорного моря оцінюються в 550 млн. т. і Азовського моря – 366 млн. т. умовного палива. На рис. 1 показано видобуток нафти і газу.

Враховуючи перспективність видобування нафти і газу, уряд України закупив дві нові бурові установки "Петро Годованець", "Незалежність". Ці бурові установки дозволяють бурити 12 свердловин з однієї точки на морському дні глибиною до 120 метрів. Глибина самої свердловини може складати до 9,5 км. Для порівняння дві наявні в розпорядженні «Чорноморнафтогазу» плаваючі бурові платформи радянської споруди - «Таврида» і «Сиваш» можуть бурити на морському шельфі глибиною до 76 м не більше 2-х свердловин з однієї точки. Глибина свердловин на них не перевищує 6,5 км. Ділянка шельфу, що став тепер доступним в інтервалі 76-120 метрів обіцяє дуже добру перспективу видобутку газу. Вже в поточному році на родовищах буде здобуто не менше 53 мільйонів кубометрів. Розглянемо які хвильові навантаження може витримувати бурова установка. Основні формули для обчислення наведено нижче.

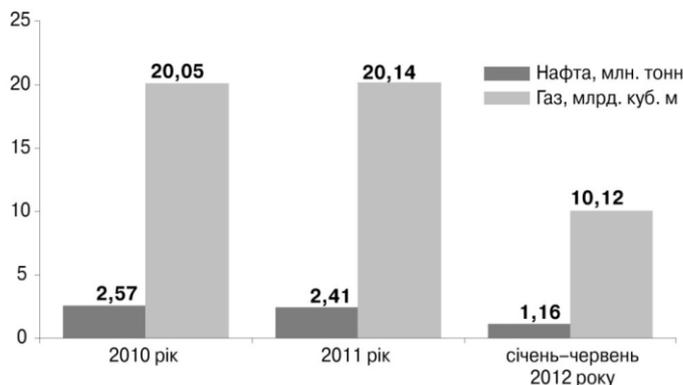


Рисунок 1 – Видобуток нафти і газу в Україні

$$\gamma_y = \frac{wHshky}{2shh} \sin(kx - wt).$$

Хвильове число і циклічна частота пов'язані з довжиною і періодом хвилі (інтервал часу між проходженням двох суміжних вершин хвиль через фіксовану вертикаль) наступним чином:

$$k = \frac{2\pi}{\lambda}, \quad w = \frac{2\pi}{T}$$

З теорії Ері випливає, що ці величини пов'язані між собою наступним виразом:

Відхилення хвильової поверхні від рівня спокійної води може бути записане у вигляді:

$$A = D \cdot L, \\ \mu = \frac{H}{2} \cos(kx - wt).$$

де: k - хвильове число, w - циклічна частота.

Горизонтальна і вертикальна складові швидкості частин рідини з координатами (x, y) згідно з теорією Ері і рівнянням гідродинаміки мають вигляд:

$$\gamma_x = \frac{wHchky}{2shkh} \cos(kx - wt),$$

$$w^2 = g \cdot k \cdot \text{thk} \cdot h$$

де g - прискорення вільного падіння.

Підставляючи сюди попередній вираз, отримуємо вираз для швидкості поширення хвилі Ері:

$$c = \sqrt{\frac{g}{k} \text{thk} \cdot h}$$

Для хвиль малої висоти, які описуються теорією Ері, горизонтальна і вертикальна складові прискорення руху частин рідини з координатами (x, y) можуть бути визначені з виразів:

$$a_x = \frac{w^2 H \cdot \text{chk} \cdot y}{2 \text{shk} \cdot h} \sin(kx - wt)$$

$$a_y = \frac{w^2 H \cdot \text{shk} \cdot y}{2 \text{shk} \cdot h} \cos(kx - wt)$$

Надлишковий тиск p (різниця між діючим і атмосферним тисками) в точці з координатами (x, y) в момент часу t , який є сумою гідродинамічного тиску пов'язаного з відхиленням хвильової поверхні від рівня спокійної води і гідростатично визначається згідно теорії Ері виразом:

$$p = \frac{q \cdot gH \cdot \text{chk} \cdot y}{2 \text{chk} \cdot h} \cos(kx - wt) + qg(h - y)$$

Звідси ми можемо побачити що сучасні СПБУ можуть бурити свердловини навіть при 15-метровому штормі і з швидкістю вітру 130 км/год. Розрахуємо економічну ефективність даних свердловин.

Знаходимо дебіт газу після проведення ГРП

$$q = \frac{Q_{ГРП}}{Q_0} = \frac{\ell_g R_K / r_c}{\ell_g R_K / 0,25L}$$

де $Q_{ГРП}$ і Q_0 – відповідно дебїти після і до ГРП; R_K – радіус контура живлення, r_c – радіус свердловини.

Розрахуємо додатково видобутий об'єм газу:

$$\Delta Q = (Q_{ГРП} - Q_0) k_n 365$$

де k_n – коефіцієнт, що враховує падіння дебїту, $k_n = 0,5$.

Визначимо річну економічну ефективність від проведення ГРП:

$$E = \Delta Q (C - C_G) - Z$$

де C , C_G – відповідно ціна і собівартість газу, грн; Z – вартість проведення ГРП, грн. (згідно кошториса)

На рис. 2 зображена залежність видобутого об'єму газу від річної економічної ефективності.

Для вирішення питань по видобутку нафти, газу необхідно вирішити ряд проблем, і в першу чергу з ефективним застосуванням бурових плаваючих установок та впливом техногенного навантаження видобутку акваторію моря і берегової зони.

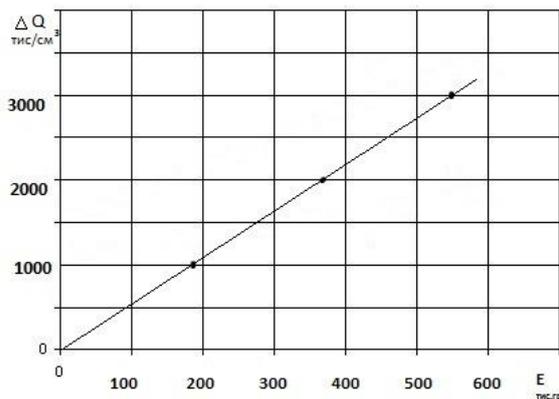


Рисунок 2 – Залежність видобутого об'єму газу від річної економічної

УДК 911.5

Шевчук Н.А., к.т.н., доц., каф. екології НТУУ «КПІ», Шайдецька Л.В., ст. в., Тарасюк О.С., ас., кафедра геобудівництва та гірничих технологій ІЕЕ, НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

АСПЕКТИ ВПЛИВУ ГІРНИЧОДОБУВНИХ РОБІТ НА ПРИРОДНЕ СЕРЕДОВИЩЕ

Львівсько – Волинський кам'яновугільний басейн з другої половини минулого сторіччя був одним із основних джерел стабілізації енергетичної ситуації не лише в західній частині України, а навіть, і в центральній. При цьому в даних гірничо-геологічних умовах видобуток вугілля відбувався лише підземним способом без закладання виробленого простору. В зв'язку з цим біля кожної шахти формувався відвал пустих порід, що вміщують вугільні шари. А найбільший по об'єму і площі відвал сформувався біля єдиної в басейні Червоноградської збагачувальної фабрики. Одночасно біля фабрики вже завершено заповнення і продовжує заповнюватись ще одне шламосховище відходів вуглезбагачення.

Шахтний водовідлив спрямовувався в два ставки – освітлювачі: один – в м. Червоноград, а інший – біля с. Городище і збагачувальної фабрики.

Основним природним еколого - гідрогеологічним наслідком розробки родовищ було осідання денної поверхні землі при формуванні мульд зрушення шахт. Після відпрацювання 1-3 шарів вугілля осідання часто досягали декількох метрів.

Як відомо, геоморфологічному плані північна частина басейну відноситься до Волинської височини, а в південній всі поля шахт розташовані в прирусловій зоні р. Західний Буг та його лівих припливів – р.р. Рата і Солокія. Південна частина регіону являє собою зандрову льодовикову рівнину з врізаними в неї річками з двома терасами – заплавної і першої над заплавної. В природних умовах інколи затоплювались навіть перша над заплавна тераса.

Зрозуміло, що осідання поверхні землі в межах мульд зрушення на півдні регіону в межах річкових систем зробило їх більш вразливими до затоплення навіть при невеликих паводках. Крім того, в зв'язку зі зміною умов поверхневого стоку звичайний дренажний ефект річкових систем значно погіршився і на окремих площах сформувалися практично безстічні ділянки. Що стосується північної частини басейну, то аналогічні явища в повній мірі фіксуються лише в прирусловій зоні р. Студенка (поле шахти № 8 “Нововолинська”) і, частково, в межах тимчасових правобережних припливів р. Західний Буг.

Для подальшого аналізу необхідно підкреслити, що на півночі на даний час вже повністю закрито 6 вугільних шахт, а на півдні – 2 і готується закриття ще двох. Подальше розширення негативного впливу шахт на довкілля обмежується практично лише діючими шахтами в зв'язку з тим, що будівництво ще однієї шахти відбувається лише на півночі (№10 “Нововолинська”).

З іншого боку гідрогеологічний режим, що є типовим для процесу відробітку шахтного поля чи регіону, після закриття починає динамічно змінюватись, трансформуючись в напрямку колишнього природного, але вже при наявності мульд зрушення. Виконати зараз повну кількісну оцінку всіх особливостей цього процесу аналітично без відповідної мережі режимних спостережень неможливо. А тим часом на території басейну система спостережних свердловин в достатньому обсязі лише формується.

До початку видобутку вугілля в басейні чітко і однозначно виділялись:

- карбоновий водоносний горизонт в породах, що вміщують вугілля;
- сенонський водоносний горизонт в тріщинуватій зоні крейдяних мергелів, екранований зверху вивітрілими мергелями, а знизу – крейдяно-подібними мергелями та вапняками;

- четвертинний водоносний горизонт в алювіально-льодовикових відкладах та суглинках і супісках.

В природних умовах п'езометричний напір в карбоновому горизонті на півдні басейну був вищим у порівнянні з сенонським горизонтом, а на півночі – майже повсюдно нижчим. Сенонський горизонт на площах відробітку в низинних частинах території дрениувався четвертинним і річковими системами, а живився за рахунок інфільтрації на ділянках водорозділів.

Під час вуглевидобування в умовах активного дрениування карбонового водоносного горизонту і формування мульд зрушення всі три перелічені вище гідрогеологічні утворення сформували практично єдиний техногенний комплекс. Перетікання в вироблений простір в тій чи іншій мірі фіксувались як в сенонському, так і в четвертинному горизонтах. Переважно інфільтраційний характер живлення четвертинного водоносного горизонту зумовили при цьому значне зниження його природних рівнів. В багатьох зонах в результаті виникли значні проблеми в місцевому питному водопостачанні із колодязів.

Одночасно необхідно підкреслити, що з розвитком вуглевидобування посилилась урбанізація території: були побудовані міста Червоноград, Нововолинськ, смт Жовтневе та Соsnівка з організацією централізованого питного водопостачання за рахунок сенонського водоносного горизонту.

Відновлення рівневого режиму на закритих шахтах протікає при одночасному впливі багатьох діючих шахт на півдні басейну і декількох шахт – на півночі. В карбоновому і сенонському водоносних горизонтах області живлення знаходиться за межами родовищ і тому їх кінцеві п'езометричні рівні повинні бути адекватними природним. В той же час ряд недавніх спостережень інституту “УкрНДІпроект” однозначно свідчить, що в сенонському горизонті на закритих шахтах на півночі басейну вже зараз п'езометричні рівні значно перевищують природні. Така ситуація без довгострокових спостережень поки що не має логічного роз'яснення.

Одночасно необхідно додати, що згідно даним спостережень Львівсько-Волинської експедиції Мінвуглепрому України відновлення рівнів в карбоновому, - тепер вже техногенному, - горизонті, наприклад, на шахті “Червоноградська №1” відбувається досить повільно. Зрозуміло, що ніякого перетоку з нього в сенонський горизонт не відбувається.

Що стосується четвертинного водоносного горизонту, то на полях закритих шахт його рівневий режим наближується до природного. В умовах просідання денної поверхні землі на підроблених територіях і часткових змін поверхневого стоку в бік зменшення ситуація стає загрозливою: в населених пунктах підтопленими стають значні площі земель, що використовуються в тих чи інших господарських цілях. Практично завжди підтоплюються підвальні приміщення. Окрему проблему, що до цього часу зовсім не розглядалася, являє собою підтоплення цвинтарів та інших захоронень, дані про яких можуть і не зберігатись в пам'яті чи архівах.

Наразі, потрібно особливу увагу звернути і на породні відвали як діючих, так і закритих шахт. Виходячи з того, що тепер породні відвали шахт не горять, через їхні масиви постійно інфільтруються атмосферні опади. Ці потоки, що вилужують з порід водно-розчинні токсичні складові, в першу чергу забруднюють четвертинний водоносний горизонті в тій чи іншій мірі поверхневі води. Неодноразові визначення рівня мінералізації багатьма організаціями в різні роки дозволяють зробити висновок, що потік інфільтраційних вод у відвалі має мінералізацію, що досягає на півночі басейну 5-6 г/дм³, а на півдні – 12-15 г/дм³ і навіть більше. Типовою є також присутність у воді ряду токсичних елементів і важких металів, вміст яких перевищує ГДК. Негативний вплив відвалів на забруднення ґрунтових вод чітко фіксується поблизу породних відвалів в пробах, відібраних в колодязях, вода з яких використовується для місцевого питного водопостачання.

Найбільш яскравим прикладом деградації горизонту ґрунтових вод під впливом техногенних чинників може слугувати організація привізного водопостачання в поселеннях поблизу породного відвалу Червоноградської збагачувальної фабрики.

Досить симптоматичним є також і те, що з порід шахтних відвалів найбільш активно вилужують з'єднання сірки (пірит-марказит). Реакція води стає суттєво кислою при показнику рН менше 4 – 5 і, навіть, 2 – 3. В умовах високої концентрації сульфат– і хлор–іонів такі води згідно з нормативними документами характеризуються як дуже агресивні по відношенню до всіх конструкцій (фундаментів та трубопроводів). Зрозуміло, що забезпечити їх тривалу і безпечну експлуатацію в таких умовах складно.

З усього вище викладеного витікають наступні основні висновки відносно еколого – гідрогеологічної ситуації.

На півдні Львівсько-Волинського басейну:

1. На підроблених вугільними шахтами територіях фіксується значне осідання поверхні землі, в тому числі і руслової зони р. Західний Буг. Ряд спостережень показує, що досягнуте осідання може змінитись деяким підйомом, але абсолютні відмітки денної поверхні все ж будуть приблизно на 2,0м нижче природних.

2 Зміна гідрологічного режиму річки р. Західний Буг після підробітку шахтами, та зниження швидкості течії призвели до того, що в період повені, а також при інтенсивних скидах води з водосховища – охолоджувача Добротвірської ДРЕС виникають загрозові підтоплення території над заплавної тераси.

3. Зниження дренажного ефекту р. Західний Буг та інших, четвертинного горизонту ґрунтових вод при збільшеному підземному стоці атмосферних опадів зумовлюють на багатьох ділянках формування практично постійного підтоплення і затоплення площ. В деяких випадках спостерігається явище заболочування.

4. Захист територій району від повеней в тій чи іншій мірі у вигляді берегових захисних дамб здійснено лише в м. Червоноград.

5. В зв'язку з одночасним забрудненням четвертинного водоносного горизонту в зонах породних відвалів і частково біля шламосховищ ЦЗФ і ставків – освітлювачів можливо констатувати, що в умовах застійного режиму цей горизонт на багатьох площах вже не може слугувати прийнятним джерелом питного водопостачання.

6. В більшості випадків зони підтоплення і затоплення в плані співпадають з проблемними площами, що існували і раніше до початку вуглевидобутку, але в більш негативному варіанті. В першу чергу це втрати лугових і інколи присадибних ділянок та місцевих рекреаційних зон відпочинку біля води.

7. Основні поселення району (м. Червоноград, смт. Соснівка, с. Гірник) в період повені підтоплюються частково на відміну від ряду селищ та хуторів.

На півночі Львівсько-Волинського басейну:

1. Р. Західний Буг не підроблено шахтами ні на одному відрізьку долини, а р.Студенка – лише на середній частині течії в основному шахтою №8 “Нововолинська”.

2. В той же час зміна балансу поверхневого і підземного стоків та осідання денної поверхні землі на полях шахт призвели до підтоплення окремих ділянок в межах впливу шахт № 2, 3, 4, 6, 7 та 8 “Нововолинських”. Найбільш негативним тут є те, що цей процес торкнувся найбільших поселень району (м. Нововолинськ та смт. Жовтневе).

3. В окремих селах і хуторах в період роботи шахт в колодязях рівні ґрунтових вод знижувались, а після закриття – підйому води настільки значні, що в багатьох поселеннях затоплюються і погребі.

4. В окремих місцях відмічається підтоплення присадибних ділянок.

Взагалі слід відзначити, що на півдні басейну зона тимчасового чи постійного підтоплення досягає декількох сотень гектарів, а на півночі практично на порядок менше в першу чергу за рахунок геоморфологічних умов території.

На півночі басейну фіксується забруднення ґрунтів важкими металами вище ГДК на окремих обмежених площах, в той час як на півдні вони значно вищі при більшій кількості компонентів. Режимні спостереження показують, що з часом рівень забруднення на півдні поступово знижується. При цьому важко пов'язувати забруднення ґрунтів однозначно з діяльністю вугільної промисловості.

Узагальнюючи викладені дані, необхідно зробити висновок, що в басейні найбільш загрозованою є екологічна ситуація на півдні, особливо це стосується еколого – гідрогеологічних проблем.

На півночі басейну зараз розробляється цілий ряд локальних проектів захисту підроблених шахтами територій від підтоплення, що для даного району обґрунтовано і при виконанні всіх заходів дозволить значно зменшити негативний вплив закриття шахт на довкілля. Що стосується півдня басейну, то тут єдиним найбільш прийнятним варіантом є необхідність розробки комплексного проекту стабілізації еколого – гідрогеологічної ситуації. Тільки на шляху економічних розрахунків можливо визначити необхідність: збереження невеликих поселень при неповній гарантії їх централізованого питного водопостачання з витратами на спорудження цих систем; будівництва захисних дамб на річках і дренажування всіх підтоплених земель; використання порід відвалів шахт для підсипки просідань денної поверхні землі та ін.

Для забезпечення правової основи природокористування вже на стадії проектування потрібно передбачити комплексний моніторинг захисту навколишнього середовища від шкідливого впливу діяльності гірничих підприємств.

До правової основи природокористування України відносять закон про надра, про охорону атмосферного повітря та оточуючого природного середовища, про охорону земельних та водних ресурсів. Особливу увагу при реструктуризації підприємств гірничовидобувної промисловості слід звертати:

- скорочення площ земельних ділянок, які відводяться для гірничих підприємств, шляхом підвищення компактності розташування елементів промислових майданчиків і різноманітних споруд; удосконалення технології відвалоутворення; максимальної утилізації утворених в процесі виробництва відходів; ліквідації забруднення ґрунту та ін.; залишення породи в шахтах як закладочного матеріалу.

- на відновлення ландшафтів, повернення йому втрачених ним властивостей і функцій, а також перетворення ландшафту з метою раціонального його використання [1-3].

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. В.Я. Шевчук Матеріали доповіді на засіданні Кабінету міністрів України за 11 січня 1999 р. – 4 с.
2. М.Т. Гончар Лесные фитоценозы: повышение продуктивности и охрана (на материалах исследований в лесах равнинной части запада Украины). – Львов : Вид-во "Вища шк.", Изд-во при Львов. ун-те, 1983, 168 с. +6 вкл.
3. М.Т. Кириченко, О.Х. Кузьменко Основи гірничого виробництва: Навч. посібник – Житомир, ЖДТУ 2003. – 344 с., іл. 110.

УДК 622.281.74

*Терещук Р.Н., к.т.н., докторант, Каналес М., студ., Государственный ВУЗ «НГУ»,
Днепропетровск, Украина*

ВЛИЯНИЕ ВАРИАЦИИ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ ПОРОД И ГЛУБИНЫ РАЗРАБОТКИ НА ОДНОРОДНЫЙ ПРИКОНТУРНЫЙ МАССИВ, ЗАКРЕПЛЕННЫЙ ОДИНОЧНЫМ АНКЕРОМ

Надежная работа крепи возможна только в том случае, когда ее конструкция выбрана с учетом величины и характера проявлений горного давления. Недооценка некоторых факторов приводит к тому, что крепь оказывается неработоспособной даже в относительно благоприятных горно-геологических условиях.

Анализируя результаты научных наблюдений, большинство исследователей пришли к выводу, что никакая технологически выполнимая и экономически целесообразная рамная крепь выработок, проводимых в горных породах на больших глубинах, не может в полной мере противодействовать горному давлению, и поэтому бороться с образованием зон разрушения путем увеличения несущей способности крепи нецелесообразно [1, 2].

Основным направлением обеспечения устойчивости выработок снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости крепления является использование несущей способности породного массива (в совместной работе с крепью), что достигается своевременным заполнением пустот закрепного пространства твердеющими материалами соответствующей прочности, упрочнением массива цементацией и анкерованием.

В качестве основных расчетных данных для выбора типа и параметров анкерной крепи применяются: расчетная глубина размещения выработки, расчетное сопротивление сжатию породного массива, категория устойчивости пород.

К параметрам анкерной крепи относятся ее несущая способность, длина штанги, плотность установки анкеров, т.е. расстояние между рядами анкеров и между анкерами в ряду.

Исследование взаимодействия одиночного анкера, а тем более системы анкеров, с породным массивом аналитическими методами представляет очень непростую задачу, решение которой в достаточно корректной форме можно выполнить только путем численного моделирования.

Целью работы является изучение и определение размеров зоны влияния одиночного анкера на приконтурный массив при различных глубинах разработки и физико-механических характеристиках вмещающих пород.

Исследование влияния одиночного анкера на приконтурный массив выполнялось на основе изучения закономерностей изменения напряженно-деформированного состояния приконтурного массива пород и сводилось к определению ожидаемых смещений породного контура выработки.

Для решения поставленной задачи использовались численные методы механики деформируемого твердого тела. Они обладают наибольшей общностью при описании механических процессов в породных массивах и конструкциях, так как свободны от влияния частных факторов, отражающих специфику горнотехнической ситуации. Эти методы также позволяют исследовать механические процессы в более широком диапазоне, т.е. дают возможность не только качественно, но и количественно прогнозировать результаты проявления горного давления.

Методом конечных элементов моделировалась одиночная выработка прямоугольного сечения с линейными размерами: ширина – 6 м, высота – 3 м; расположенная в центре однородного массива (с размерами 50×50 м). Моделирование выполнялось в два этапа.

Решение реализовывалось на основе нелинейной деформационной модели среды с использованием процедуры “переменных параметров упругости”, позволяющей итерационным путем отразить связь между напряжениями и деформациями согласно реальной диаграмме сжатия образца горной породы.

Этап I. Для исследований определено 7 вариантов: выработка закреплена одиночным анкером, установленным в центральной части кровли. Глубина заложения выработки 1000 м, что соответствует горному давлению 25 МПа. Во время выполнения моделирования изменялись физико-механические параметры породного массива ($R_c = 20 \dots 80$ МПа, $R_p = 2 \dots 8$ МПа, $E = 7350 \dots 22769$ МПа, $\mu = 0,21 \dots 0,23$). Для моделирования сталеполлимерной анкерной крепи использовались линейные элементы. Параметры анкера: длина 3 м, модуль упругости $2 \cdot 10^6$ МПа и коэффициент Пуассона 0,35.

По результатам расчетов построены зависимость изменения величины зоны влияния b_a одиночного анкера на приконтурный массив при различных физико-механических параметрах пород (рис. 1).

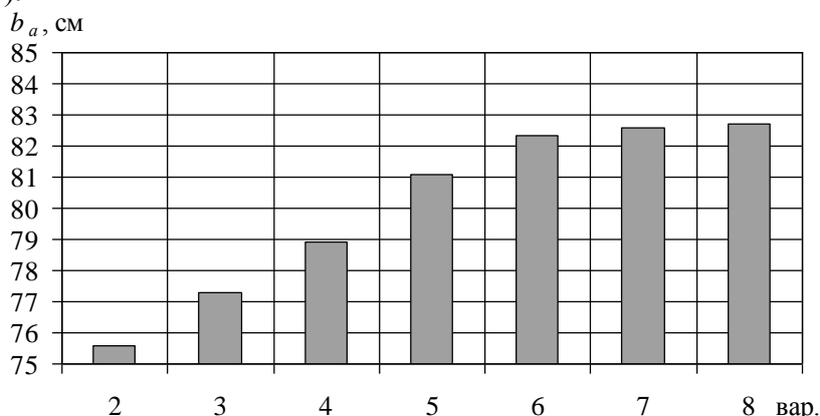


Рисунок 1 – Зависимость изменения величины зоны влияния одиночного анкера на приконтурный массив при различных физико-механических параметрах пород

Анализируя полученные результаты можно сделать следующие выводы:

- перемещения в районе анкера на 8...25% меньше, чем максимальные на контуре, в зависимости от физико-механических параметрах пород;
- максимальные перемещения на контуре выработки уменьшаются от 76,9 см до 19,9 см при изменении $R_c = 20 \dots 80$ МПа;
- при изменении $R_c = 20 \dots 80$ МПа зона влияния одиночного анкера b_a увеличивается с 75,6 см до 82,7 см (рис. 1);
- влияние прочностных свойств массива на величину b_a в пределах $R_c = 20 \dots 80$ МПа составляет всего 9 %;
- изменение зоны влияния одиночного анкера на приконтурный массив при $R_c = 20 \dots 60$ МПа составило 94%, дальнейшее увеличение прочностных свойств породного массива величину b_a изменяют незначительно (рис. 1).

Этап II. Для исследования определены 7 вариантов: выработка закреплена одиночным анкером (длиной 3 м), установленным в центральной части кровли. Физико-механические параметры породного массива: модуль упругости $E = 9000$ МПа, коэффициент Пуассона $\mu = 0,23$, предел прочности на сжатие $R_c = 40$ МПа, предел прочности на растяжение $R_p = 4,0$ МПа, плотность пород $\gamma = 2,5$ т/м³. Во время выполнения моделирования изменялась глубина заложения выработки $H = 400 \dots 1000$ м. При моделировании использовались программный продукт, разработанный на кафедре строительства и геомеханики, и «Phase-2».

По результатам расчетов построены зависимости изменения величины зоны влияния b_a одиночного анкера на приконтурный массив от глубины заложения выработки при постоянных длине анкера и физико-механических параметрах пород (рис. 2).

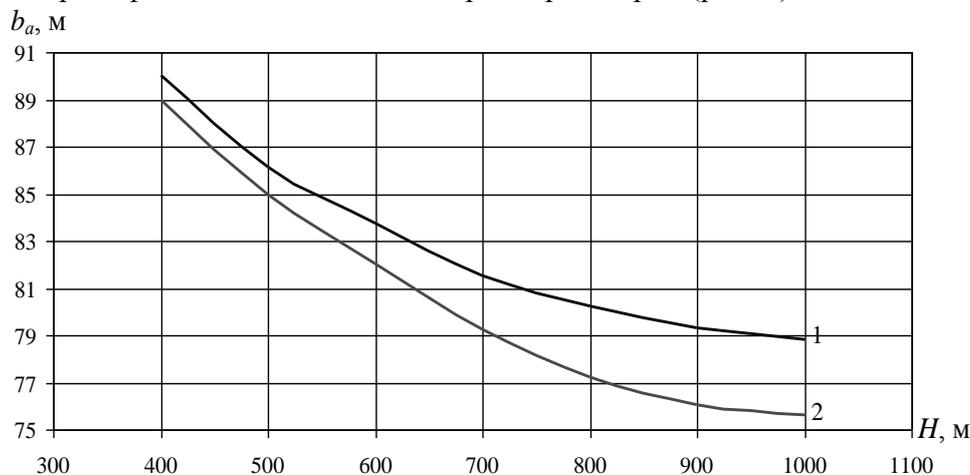


Рисунок 2 – Зависимости изменения величины зоны влияния b_a одиночного анкера на приконтурный массив от глубины заложения выработки: 1 – результаты по ПП кафедры СГМ; 2 – результаты по «Phase-2»

Сопоставляя полученные результаты можно сделать следующие выводы:

- перемещения в районе анкера на 20...30% меньше, чем максимальные на контуре, не зависимо от глубины;

- максимальные перемещения на контуре выработки увеличиваются с 19,2 см до 56,2 см, в районе анкера с 15,6 см до 45,3 см с увеличением глубины от 400 м до 1000 м;

- при изменении глубины заложения выработки 400...1000 м зона влияния одиночного анкера b_a уменьшается с 90 см до 78,8 см (15%) кривая 1 и с 89 см до 75,6 см (17%) кривая 2 (рис. 2);

- как видно из рис. 2 графики изменения зоны влияния одиночного анкера, полученные различными ПП, обладают подобием, с расхождением значений 1...4%;

- при изменении глубины заложения выработки от 400 до 850 м уменьшение зоны влияния одиночного анкера b_a составляет 91%, от 850 м до 1000 м – 9%, начиная с 850 м кривые выполаживаются и величина зоны влияния одиночного анкера изменяется незначительно с увеличением глубины (рис. 2).

Таким образом, зона влияния одиночного анкера, установленного в центральной части кровле выработки, которая расположена в однородном породном массиве, при изменении $R_c = 20...80$ МПа – 75,6...82,7 см; при изменении глубины заложения выработки 400...1000 м – 90...78,8 см.

Дальнейшие исследования будут направлены на изучение влияния одиночного анкера на неоднородный приконтурный массив.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Булат А.Ф. Опорно-анкерное крепление горных выработок угольных шахт / А.Ф. Булат, В.В. Виноградов. – Днепропетровск: Ин-т геотехнической механики НАН Украины, 2002. – 372 с.

2. Литвинский Г.Г. Стальные рамные крепи горных выработок / Литвинский Г.Г., Гайко Г.И., Кулдыркаев Н.И. – К.: Техніка, 1999. – 216 с.

УДК 624.1

Самедов А.М., д.т.н. профессор; Ткач Д.В., асп.; НТУУ «КПИ», г.Киев, Украина

ВЛИЯНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА РАЗРУШЕНИЕ ПРИЛЕЖАЩИХ ОБЪЕКТОВ В ПРИСУТСТВИИ СЛАБОГО ПОДСТИЛАЮЩЕГО СЛОЯ И ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Введение. Определены компоненты главных напряжений, возникающих в соседнем коммуникационном сооружении в виде колодца под влиянием тяжелых длинно размерных подземных сооружений. В инженерной практике часто встречаются примеры разрушения подземных коммуникационных сооружений, которые находятся в зоне действия наиболее тяжелых подземных сооружений. Причиной разрушения этих сооружений может оказаться влияние напряжений от действия тяжелого сооружения на слабый подстилающий слой, деформирующих подземное коммуникационное сооружение.

Известны в литературе методы определения напряженного состояния массива грунтов от внешних нагрузок [1-6], однако они не дают исчерпывающего ответа при оценке напряженного состояния подземных сооружений в зоне влияния соседнего тяжелого сооружения. Отсюда вытекает актуальность данной статьи.

Изложение результатов анализа. Известно, что решающее влияние на изменение характера разрушения подземных сооружений оказывают наиболее тяжелые подземные сооружения, находящиеся вблизи данного объекта. Хотя наиболее тяжелые подземные сооружения часто имеют глубокое заложение со значительными нагрузками от веса толщи вышележащих грунтов в боковой части сооружения, влияние их на разрушение соседних сооружений не исключается.

Правда, эта нагрузка исключает возможность разрушения основания в виде выпирания грунта на поверхность. Вследствие этого, достижение предельного состояния основания по прочности, не сопровождается резкой просадкой фундамента, поворотом и креном его в сторону, как это наблюдается в основаниях фундаментов мелкого заложения. Однако опасность разрушения не исключается.

Существенное влияние на разрушение соседних сооружений имеет не абсолютная, а относительная глубина заложения фундамента тяжелого подземного сооружения. С увеличением относительной глубины тяжелого подземного сооружения прочность основания сильно возрастает. Исходя из относительной глубины заложения, если принимать, что $0,5 < H/B \leq 2$ в сооружения относятся к мелкому заложению, тогда разрушения оснований происходит в виде выпирания грунта на стороны и на поверхность. В таких случаях можно ожидать смещения и крен соседнего сооружения.

Для фундаментов, характеризуемых состоянием $2 < H/B \leq 4$, которые соответствуют развитию областей сдвигов грунтов до подошвы фундаментов, считается сооружения глубокого заложения. В таких случаях влияние тяжелого сооружения на соседние будет сопровождаться только смещением. Причем соседние сооружения находятся на расстоянии до $1 < H/B \leq 4$ (рис. 1).

При очень большом заглублении подземных сооружений области сдвигов имеют небольшое развитие, график в зоне ВДЕ (рис. 1) приобретает примерно параболическое очертание, начиная от точки Д в сторону подземных сооружений. При этом область III пассивно сдвиговой зоны почти отсутствует. Величина осадки подземных сооружений значительно уменьшается, с увеличением относительного заглубления сооружений. В таких случаях, влияние давлений от подземных сооружений на соседнее сооружения резко уменьшается.

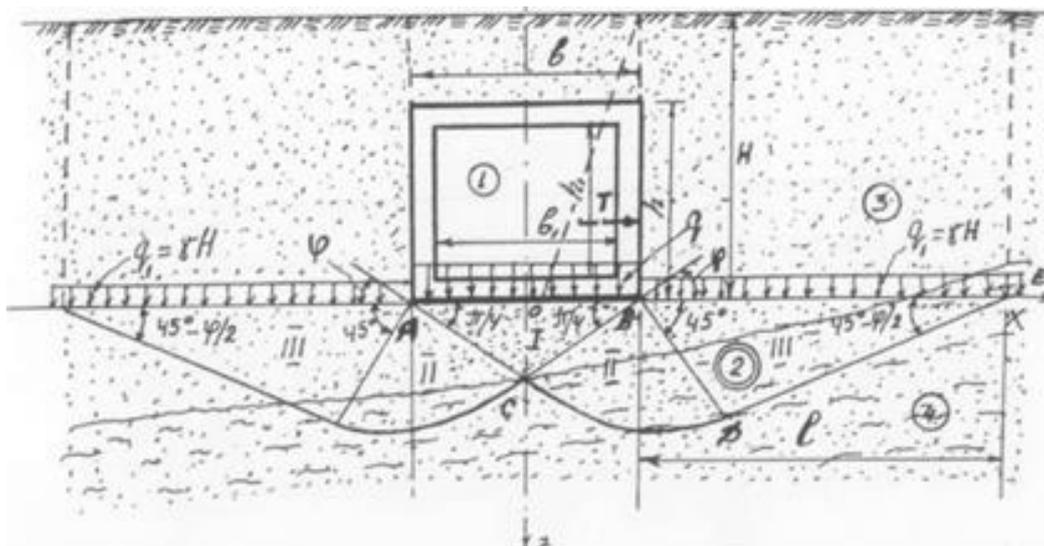


Рисунок 1 – Схема для определения влияния длинно размерных подземных сооружений (1) (в виде тяжелого сооружения) на прилежащее подземное сооружение (2) (в виде коммуникационного тоннеля); 3 - прочный грунт из песка средней крупности и средней плотности; 4 - слабый подстилающий слой из пылеватого песка во влажном состоянии.

Уплотнение ядра грунта:

I-радиально сдвиговая зона с ограничением логарифмической спиральной кривой; II и III - пассивно сдвиговые зоны с уменьшающимися напряжениями

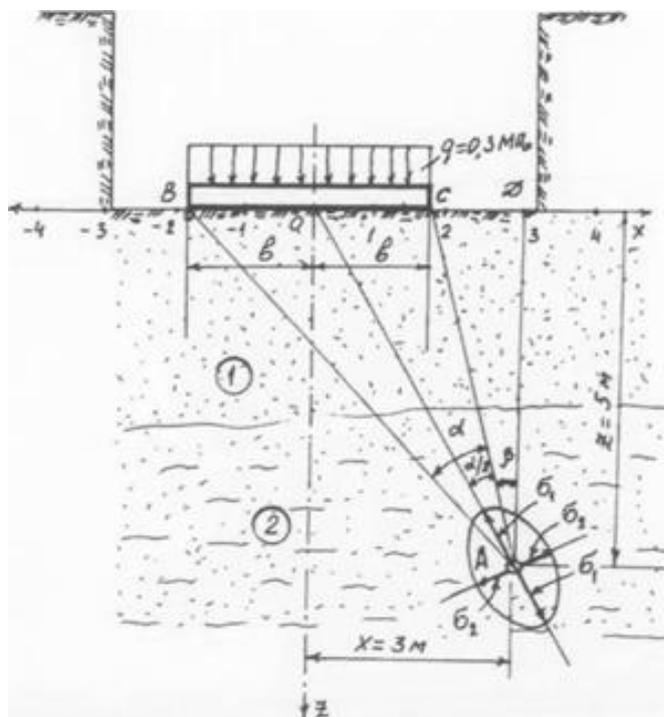


Рисунок 2 – Расчетная схема по определению напряженного состояния точечного объекта от нагрузки подземных туннелей. 1- Основания из песка средней крупности и средней плотности; 2-Слабый подстилающий слой из пылеватого песка в влажном состоянии.

Рассмотрим напряженное состояние подземного коммуникационного сооружения, находящие глубже от действующих нагрузок тяжелого длинно размерного подземного сооружения.

Допустим от подошвы фундаментов тяжелого подземного сооружения (перегонный тоннель метрополитена) на грунтовое основания действует равномерно распределенная полосовая нагрузка интенсивностью q .

На глубине массива грунтового основания внутри слабого подстилающего слоя, состоящего из пылеватого песка в влажном состоянии имеется городской коллектор, который может быть разрушен от действия нагрузки q . Требуется оценить напряженное состояние городского коллектора, чтобы выбрать соответствующие материалы для этого сооружения.

Задача относится к плоским напряженным состояниям и решения задачи выполним с помощью вычислений величины главных напряжений σ_1 и σ_2 . На поверхности коллектора при-

нимаем точку А. Точку А соединяем лучами с началом и концом действующей полосовой нагрузкой q и получим угол α . Угол α называется углом видимости (рис. 2).

Нарисуем биссектрису угла α , которая делит его на 2 равные части. Биссектриса угла α будет характеризовать состояния одного главного сечения рассматриваемой точки А, а перпендикулярная к биссектрисе линия - состояния второго главного сечения.

Таким образом, направления главных сечений становится известными. Теперь вычисляем величины главных напряжений в точке А по следующему формулам:

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin(\alpha))$$

$$\sigma_2 = \frac{q}{\pi} (\alpha - \sin(\alpha))$$

Здесь угол α измеряется радианами.

Отмечаем величины σ_1 и σ_2 в определенном масштабе от точки А и строим эллипсоид.

Форма эллипсоида характеризует напряженное состояния данной точки А на поверхности коллектора от влияния нагрузок длинно размерных подземных сооружений.

Чем больше вытянутый эллипсоид, тем, в данной точке, компонент касательных напряжений имеет большую величину, а приближенные к окружности эти напряжения приближаются к нулю. Значит в этой точках, где форма эллипсоида более вытянутая, то объект подвергается к сдвиговым деформациям, а где форма эллипсоида приближается к кругу, там происходит сжатия от нормальных компонентов напряжений.

Рассмотрим решения данной задачи в численном примере.

Пример. Допустим от подземных тоннелей прямоугольного сечения шириной $2b=4.0$ м. на основании действует равномерно распределенная полосовая нагрузка интенсивностью $q=0,3$ МПа. На глубине активной зоны основания тоннелей находится коллектор, на поверхности которого отмечаем точку А. Это сооружения попадает в зону действия распределения компонентов напряжения от подземных тоннелей. Требуется оценить напряженное состояния точки А с помощью главных напряжений σ_1 , σ_2 и определить направления этих напряжений. Координаты точки А принимаем: $X=3$ м, $Z=5$ м. задач относится к плоским задачам напряженного состояния.

Решение. Сначала согласно заданным координатным показателя определяем состояния точки А (рис.2). Затем из прямоугольных треугольников АВД и АСД определяем угол видимости α , таки образом:

Из треугольника АВД

$$(\alpha + \beta) = \frac{ВД}{АД} = \frac{5,0}{5,0} = 1,0, \text{ здесь } \alpha + \beta = 45^\circ,$$

из треугольника АСД

$$tg \beta = \frac{СД}{АД} = \frac{1,0}{5,0}, \text{ отсюда } \beta = 11^\circ 20', \text{ тогда } \alpha = (\alpha + \beta) - \beta = 45^\circ - 11^\circ 20' = 33^\circ 40'.$$

Если величины угла α выразить радианом, тогда получим:

$$\arccos \alpha = \frac{\pi \alpha}{180^\circ} = \frac{3,14 \cdot 33^\circ 40'}{180^\circ} = 0,588$$

С учетом величины угла α , главные напряжения получают значения:

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) = \frac{0,3}{3,14} (0,588 + 0,544) = 0,109 \text{ МПа}$$

$$\sigma_2 = \frac{q}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) = \frac{0,3}{3,14} (0,588 - 0,544) = 0,00325 \text{ МПа}$$

Таким образом, величины главных напряжений определили. Согласно этим напряжениям можно выбрать материалы, сопротивляемость которых будет соответствовать этим компонентам напряжений.

Выводы

1. Установлено, что глубина заложения тяжелых подземных сооружений сильно влияет на напряженное состояние коммуникационных сооружений находящиеся по соседству с ними.
2. Определены главные компоненты напряжений на поверхности коммуникационных сооружений от тяжелых подземных сооружений, которые позволяют выбрать материал конструкций для коммуникационных сооружений воспринимающие этих напряжения.
3. Построенный эллипсоид главных напряжений, который позволяют оценить напряженное состояние коммуникационных сооружений, находящихся под влиянием действующих нагрузок от тяжелого подземного сооружения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Березанцев В.Г. расчет прочности оснований сооружений. М.: Стройиздат, 1960-360с.
2. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкции на упругом основании. М.: «Стройиздат», 1984- 680с.
3. Мустадаев А.А. Механика грунтов (учебник для вузов на азерб. яз.) Изд. «Маариф», Баку-1973-304с.
4. Самедов А.М., Иванова Н.Н. Деформирование малоэтажных зданий от компонентов напряжений высотных домов, находящихся по соседству с ними. Журнал/ НДІБВ. «Нові технологи в будівництві», М.: 12(12), Киев, 2006г.-с. 14-г19.
5. Самедов А.М. Расчет и проектирование оснований и фундаментов (ученик для вузов на азерб. яз.) Изд «Маариф», Баку- 1992г.- 495с.
6. Цытович Н.А. и др.. Основания и фундаменты Изд. «Высшая школа», М.: 1970г.-382с.

УДК 622.25

Ткачева К.Э., инж., Шахтинский филиал ИПК Минобрнауки России, г. Шахты, Россия

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ БЛОЧНОЙ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТВОЛОВ

Наиболее широко распространенная монолитная бетонная крепь для крепления вертикальных шахтных стволов, как показывает практика, в течение длительного периода эксплуатации может разрушаться. Под воздействием агрессивной среды, при влиянии приствольных выработок и очистных работ, последствий технологических отклонений при возведении крепи, а также воздействии горнопроходческих работ по углубке ствола в крепи начинают появляться трещины, заколы, вывалы, в сложных гидрогеологических условиях развиваться процессы коррозии бетона. Решение указанных проблем сводится к применению всевозможных способов восстановления, усиления и ремонта крепи, перекреплению протяженных участков ствола, к значительным затратам времени и средств. Возникновение таких ситуаций объясняется недостаточным учетом изменчивости условий эксплуатации и несовершенством общепринятых методов расчета с точки зрения учета всего спектра возможных и непредвиденных воздействий на крепь. В связи с этим, учитывая действие на крепь указанных выше факторов, возникает необходимость в поиске перспективных решений по совершенствованию и разработке новых типов крепи.

В настоящее время в сложных горно- и гидрогеологических, а также в особо сложных условиях, характеризующихся наличием высоконапорных водоносных горизонтов, плавучих или текучих пород, при проходке глубоких стволов, находят применение сборные (блочные и тюбинговые) и многослойные комбинированные крепи. В сравнении с высокоэффективными, но дорогостоящими и трудоемкими в исполнении комбинированными, сборные крепи имеют ряд преимуществ, основными из которых являются высокое качество изготовления в заводских условиях, постоянство толщины, способность воспринимать нагрузку сразу после монтажа. Недостатками сборных конструкций отмечены недостаточная несущая способность и гидроизоляция в местах соединения отдельных сегментов крепи, неэкономичность расхода ресурсов, в условиях значительных напоров подземных вод, фильтрующихся через бетон, – чрезмерное гидростатическое давление на стенки крепи, что может привести к потере устойчивости [1,2].

Некоторые из указанных проблем решены в новой конструкции блочной крепи для вертикальных стволов, позволяющей более рационально использовать ресурсы ее материалов, снизить трудоемкость монтажа, создать зоны с регулируемой деформацией при воздействии давления со стороны пород, обеспечить управляемый режим работы крепи при воздействии повышенного гидростатического давления [3].

Конструкция блочной крепи представляет собой железобетонные блоки с выступами на внешней стороне, смесь, укладываемую в пространство между внешними выступами блоков, состоящую из активированных хвостов обогащения руды, вспененного полистирола с размерами гранул до 3 мм, и щебня размером до 20 мм, а также систему сбора и отвода воды, расположенную в теле крепи, регулирующие клапаны (рис. 1).

Внешние выступы располагаются по краям блоков (рис. 1, 2), что позволяет снизить напряжения в наиболее опасных сечениях крепи – вертикальных торцевых поверхностях блоков. В условиях повышенного внутреннего гидростатического давления воды, скапливаемой в водосборной части зумпфа, наличие внешних выступов, которые при установке крепи соприкасаются с породными стенками ствола, позволит обеспечить дополнительную жест-

кость конструкции за счет передачи части нагрузки от воды на породы. Внутренние стенки блоков имеют гладкую поверхность.

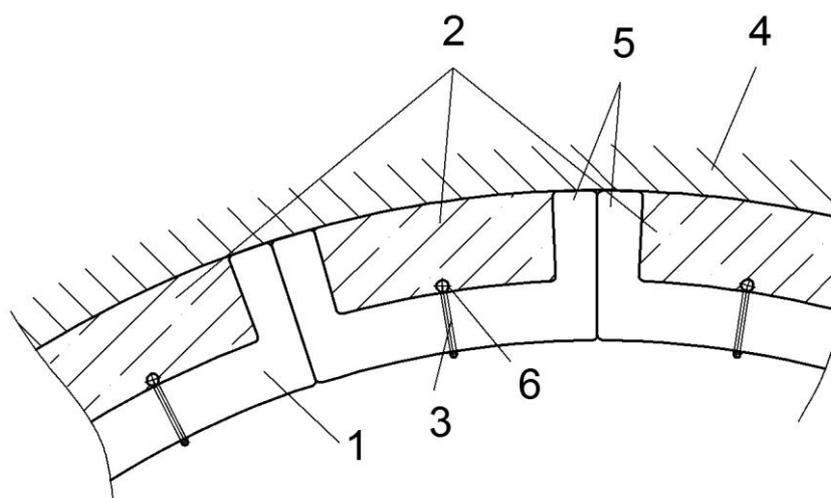


Рисунок 1 – Конструкция блочной крепи:

1 – блок крепи; 2 – состав для заполнения пустот за блоками; 3 – отрезок трубы с резьбой; 4 – внешние выступы; 5 – состав для заполнения пустот за блоками; 6 – отрезок перфорированной трубы

В арматурный каркас вводятся монтажные проушины из арматурной стали по две с каждой стороны и по четыре в верхнем и нижнем сечении (рис. 2), что позволяет максимально механизировать процесс монтажа, а также возводить крепь в направлении сверху вниз.

Для соединения блоков в кольце крепи в арматурный каркас по торцам блока вводятся дуговые трубы, позволяющие осуществлять крепление блоков между собой шпильками (рис. 3).

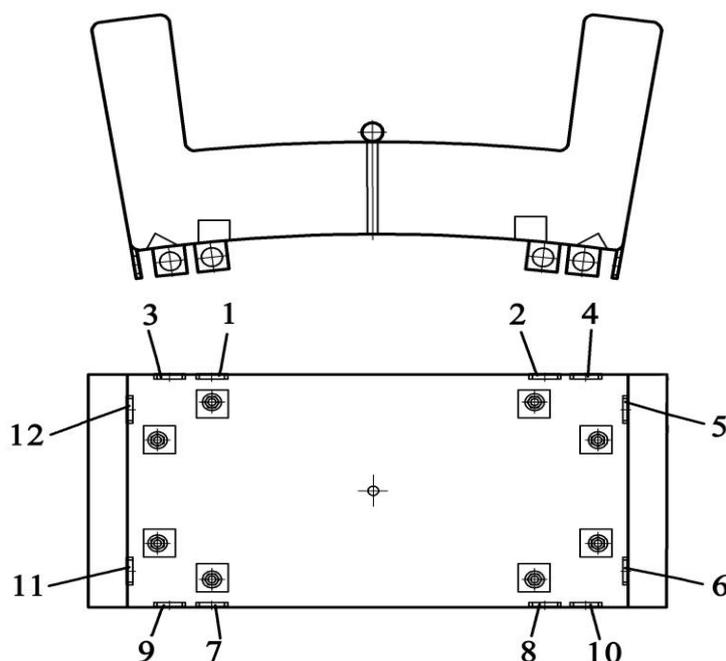


Рисунок 2 – Общий вид блока

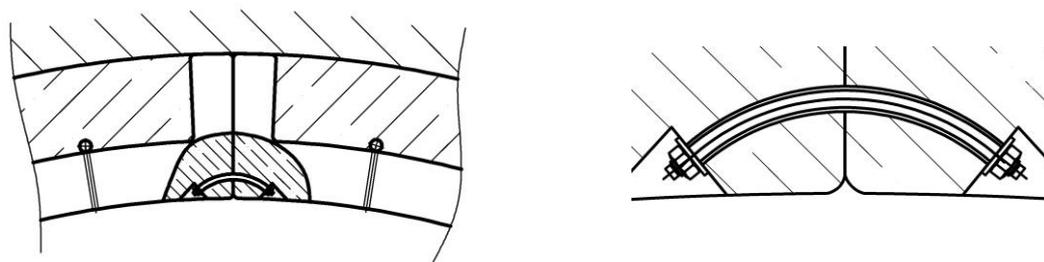


Рисунок 3 – Схема соединения блоков

С учетом предлагаемых усовершенствований, монтаж осуществляется в следующем порядке. Блок крепится опускается в ствол в проходческой бадье (на канате подъемной машины) в забой, где через проушины 1 и 2 (рис. 2) подцепляется к подвесному устройству ствольной погрузочной машины, с помощью которой и перемещается к месту установки. Там блок отцепляют, заводят тросы подвесного устройства в проушины 7 и 8 верхнего кольца и вновь прицепляют к проушинам 1 и 2 монтируемого блока. Далее, поднимая блок, помещают его в проектное положение, корректируя процесс установки забивкой оправок через проушины 3,4,5,6,11,12 монтируемого и соседних блоков. После установки в проектное положение, блок соединяют с соседними дугообразными шпильками. Далее, если кольцо последнее в заходке, подсыпают породу и заливают заполнитель. Если нет - начинают очередной цикл проходческих работ.

При правильном ведении взрывных работ и монтаже крепи, выступы на внешней стороне блоков по мере конвергенции пород достаточно быстро вступают в работу и не позволяют массиву смещаться чрезмерно.

Заполнитель предложенного состава обладает способностью деформироваться под нагрузкой без нарушения сплошности, обладает повышенной пористостью, придает конструкции секционную податливость и позволяет разгружать прилегающий породный массив в процессе работы крепи. С целью снижения гидростатического давления подземных вод и разрушения материала крепи при фильтрации через нее воды в теле крепи предусмотрена система отвода воды [3]. Вода, поступающая через породы к контуру крепи, за счет разницы коэффициентов фильтрации бетона блоков и заполнителя предложенного состава, дренируется вертикальными каналами и далее поступает через расположенные в них отрезки перфорированных труб в систему отвода воды. При этом вертикальные каналы, т.е. заполненные предложенным составом ниши, образуемые внешними выступами блоков, аккумулируют жидкую фазу и понижают ее давление с минимумом у внешнего края блоков. Величина указанного минимума может регулироваться с помощью клапанов, пропускающих воду только по достижению выбранного давления. Выбор давления должен осуществляться исходя из условия «нулевой фильтрации» через материал блоков. Из регулирующих клапанов вода поступает в систему отвода воды и перекачивается на поверхность.

Предлагаемая конструкция крепи может быть использована для крепления протяженной, зумпфовой части ствола, а также участков, пересекающих водоносные горизонты.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Булычев Н.С., Абрамсон Х.И. Крепь вертикальных стволов шахт – М.: Недра, 1978. – 301 с.
2. Масленников С.А. Обоснование рациональных параметров чугуно-бетонной крепи вертикальных стволов: Дисс... канд. техн. наук. – Новочеркасск, 2009. – 119 с.
3. Патент № 2474693 РФ. МПК E21D5/04. Блочная крепь вертикального ствола/ С.Г. Страданченко, В.И. Голик, С.А. Масленников, А.Ю. Прокопов, К.Э. Ткачева – Заявл. 28.11.2011; опублик. 10.02.2013. Бюл. № 4.

УДК 556.314.

Самедов А. М., д. т. н., проф., Юргеля О. О., студ., НТУУ «КПИ», г. Киев, Украина

ФИЛЬТРАЦИИ К ЛЕНТОЧНЫМ ПРЕРЫВИСТЫМ ДРЕНАЖАМ ПРИ ОДНОСТОРОННЕМ ПРИТОКЕ ВОДЫ

При одностороннем притоке воды обычно предполагается, что весь расход воды будет перехвачен вертикальным дренажем, поэтому в области комплексного потенциала притока воды устанавливается несколько дрен к перпендикулярному контуру питания (рис1.)

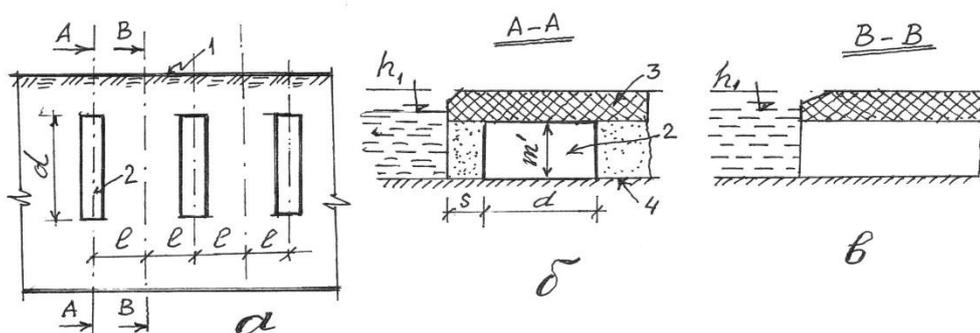


Рисунок 1 – Односторонний приток к дренажу, перпендикулярному контуру питания:
1-контур питания; 2-дренаж; 3-непроницаемая среда; 4-водоупор.

Эта задача решается одинаково как комплексный потенциал притока воды для фрагмента в случае бесконечной системы дрен в виде прямоугольной площадки, приведенной на рис.2.

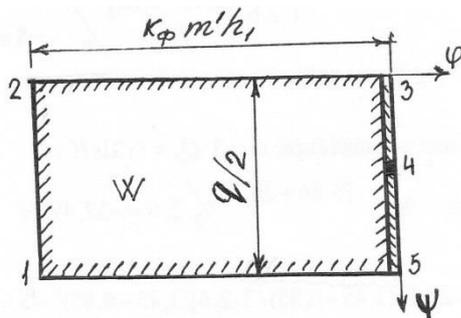


Рисунок 2 – Область комплексного потенциала

Решая задачу о притоке воды к одиночной дрене, находим характеристическую функцию течения $\xi=f(w)$, т. е. функцию, осуществляющую **конформное** отображение области w на область ξ . **Конформное** отображение полуплоскости ξ является нахождение отображения вспомогательной полуплоскости, которая позволяет определить область фильтрации комплексного потенциала, дающего параметрическое выражение искомого решения.

В качестве известных (заданных) характеристик фильтрационного потока считаются величины: l , S , d – геометрические размеры области фильтрации

к дренажам, h_1 - действующий напор или уровень воды, k_ϕ - коэффициент фильтрации. Под геометрическими размерами имеется ввиду: расстояние от дрена к источнику l , м; расстояние от контура источника питания до начала вертикальной дрены $S=d$, м; длина дрены d , м.

Дебит вертикального дренажа при одностороннем притоке воды определяем по формуле:

$$q = k_\phi \cdot m_1 \cdot h_1 \cdot \frac{K'}{K} \quad (1)$$

где K – полный эллиптический интеграл водоотдачи I – рода с модулем ϑ_s ; K' – полный эллиптический интеграл водоотдачи I – рода с модулем $\vartheta'_s = \sqrt{1 - \vartheta_s^2}$. Величина модуля ϑ_s зависит от функции потока воды ψ . При $\vartheta_s = k_\phi$ – уравнение фильтрации совпадает с уравнением неразрывности потока внутри каждой из сред, записанных в символах ϕ или в потенциалах, вспомогательной функцией ϕ .

Величина K'/K принимается для практических расчетов от 1,6 до 1,65.

На рис.3 приведены фрагменты плана течения к одиночному дрена ортогонального контура питания (а) и к системе дрен (б).

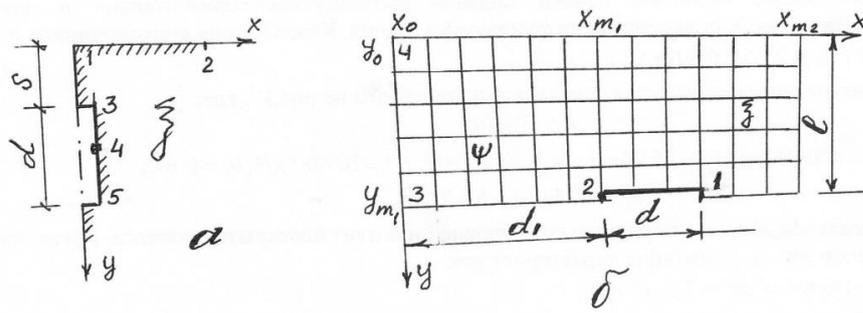


Рисунок 3 – Фрагменты плана течения воды к одиночному дрена ортогонального контура питания (а) и к системе дрен (б)

Комплексный потенциал в этом случае будет иметь вид:

$$w = \frac{k_\phi m_1 h_1}{2K} \cdot F_{el} \left(\frac{\alpha \cdot \xi^2 + \beta}{\sigma_s \cdot \xi^2 + 1} \cdot \eta_{el} \right) - \frac{k_\phi m_1 h_1}{2} \quad (2)$$

$$\text{где } \alpha = -\frac{1}{d_1^2} - \sqrt{\frac{1}{d_1^4} - \frac{1}{(d_1 + d)^2 \cdot d_1^2}}; \quad \beta = 1 - \frac{2(d_1 + d)^2}{d_1^2} - 2(d_1 + d)^2 \cdot \sqrt{\frac{1}{d_1^4} - \frac{1}{(d_1 + d)^2 \cdot d_1^2}};$$

$\sigma_s = \frac{1}{d_1^2} + \sqrt{\frac{1}{d_1^4} - \frac{1}{(d_1 + d)^2 \cdot d_1^2}}$; d_1 – расстояние от поверхности земли до начала вертикального дрена; d – длина дрена.

Модуль эллиптического интеграла I – рода η_{el} и полного эллиптического интеграла K определяется зависимостью:

$$\eta_{el} = -\frac{1}{\beta} \quad (3)$$

Для определения расхода воды в дренаж используется формула (1).

В случае бесконечного числа линейных вертикальных дрен, ортогональный контур питания (рис. 1) превращается в условный котлован или площадку. Выделим типичный фрагмент из этого котлована, как показано на рис. 3, б, покроем его сеткой. Шаг сетки по x и y принимаем равным, обеспечив этим практическую точность расчета; используем конечноразностные математические методы в предположении полного перехвата воды дренажем (q – дебит одной дрены, вычисляем по формуле (1)).

С целью лучшего усвоения решаем следующие примеры:

Пример 1. Допустим область фильтрации имеет следующие геометрические размеры и фильтрационные характеристики: $l = 45$ м, $s = 45$ м, $d = 15$ м, $h_l = 9$ м, $m_l = 4$ м, $k_\phi = \frac{3}{4}$ м/сут. Тогда модуль $\eta_{el} = 0,3$; $K'/K = 1,63$ и расход $q = 44$ м³/сут.

Меняя параметры области фильтрации, можно построить график зависимости расхода в дренаж от геометрических размеров области ξ и ее фильтрационных характеристик.

Расход воды к дренам называют дебитом дрена. Дебит дрена зависит от ее длины. Это можно увидеть при решении следующего примера.

Пример 2. Допустим расстояние от дрена до контура питания $l = 30$ м, $k_\phi = \frac{3}{4}$ м/сут, $h_l = 6$ м. Тогда, меняя длину дрена, построим график зависимости l от d (рис. 4).

Значения модуля η_{el} в зависимости от полудлины дрена d , м следующее:

$d, \text{м}$	5,0	10	15	20	25	30	35
η_{el}	0,59	0,35	0,21	0,12	0,07	0,04	0,01

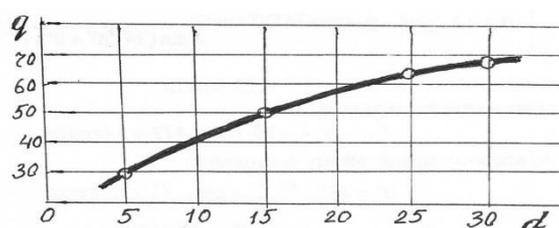


Рисунок 4 – График зависимости дебита дрена от ее длины

При рассмотрении задач притока воды к дренажу от двух контуров питания с равными напорами, дебит зависит от расстояния контура до центра дрена l_l , а при неравных напорах дебит зависит от разницы напоров, т. е. от большего напора к меньшему.

Исходя из вышеперечисленного можно сделать следующие выводы:

Приток воды от источника к вертикальным дренам зависит от конструкции дрена, длины, диаметра, расстояния от источника питания к дрена.

Расход воды (дебит) к дренам во многом зависит от свойств грунта и коэффициента фильтрации, напора воды и модуля эллиптического интеграла, зависящего от длины дрена и расстояния между дренами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ионат В. А. Расчет горизонтального дренажа в неоднородных грунтах. Эстонский НИИЗ, Таллин, 1962.-150с.
2. Ляшко И. И., Великоиваненко И. М., Мистецкий Г. Е. Сб.: Гидравлика и гидротехника, вып. 11, Киев «Техника», 1971.-с.36÷42.
3. Мистецкий Г. Е. Применение метода суммарных представлений к расчету прерывистых дренажей в неоднородных грунтах. / «Материалы всесоюзной конференции по краевым задачам».- Изд-во Казанского университета, 1970.-с.36÷41.
4. Олейник А. Я. Расчет прерывистых дренажей в земляных плотинах методом последовательных конформных отображений. Сб.: «Исследования по прикладной гидромеханике». Киев, «Наукова думка», 1965.-140 с.
5. Самедов А. М. Расчет и проектирование геотехнических инженерных сооружений (монография). Киев, НТУУ «КПИ», 2013.-807с.

УДК 624.1

Ваннічна В.В., к.т.н., доц., Городиська А.М., Пасько О.З., студ. гр. ОС-01,
кафедра геобудівництва та гірничих технологій НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ СПОСОБІВ ПІДЗЕМНОГО БУДІВНИЦТВА МЕТОДАМИ МІКРОТУНЕЛЮВАННЯ ТА ПРОХІДНИЦЬКИМ ЩИТОМ

Науково технічна революція, пік розвитку якої припав на кінець ХХ, початок ХХІ століття дала поштовх у розвитку будівельних технологій, стався перехід від напівмеханізованої до механізованої та автоматизованої праці. Цей стрибок приніс значні зміни в розвиток будівельних технологій, зокрема – пришвидшення технологічного процесу будівництва в різних напрямках. Це дало можливість зменшити час спорудження та забезпечити безпечні умови праці робітників.

Широке застосування отримало мікротунелювання – будівництво колекторів безтраншейним способом, насамперед в умовах міста (рис. 1). Воно полягає в продавлюванні ґрунту за допомогою прохідницьких щитів і закріпленні ґрунту за допомогою бетонних або металевих кілець. Важливою особливістю технології мікротунелювання є висока точність проходки і постійний контроль за її траєкторією, що дозволяє з точністю до декількох сантиметрів прокласти під землею колектори великого діаметру.

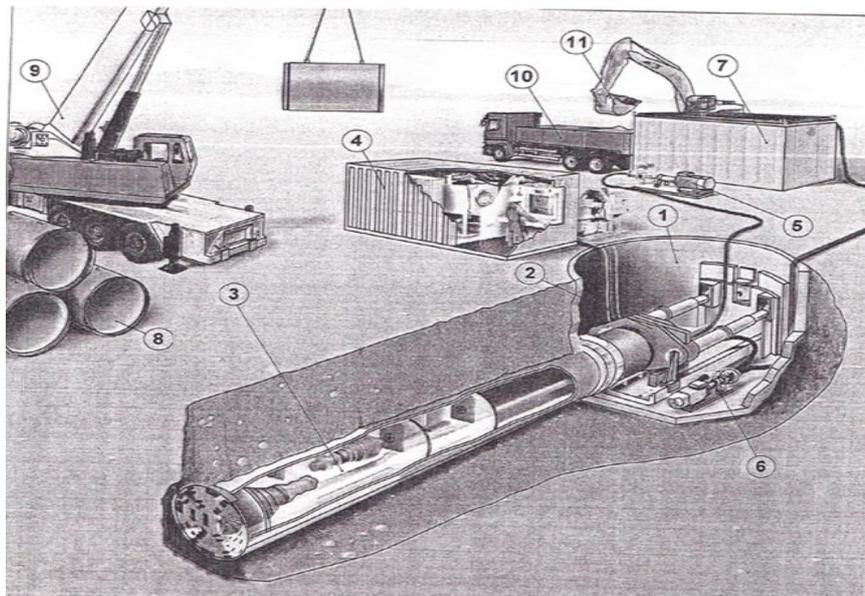


Рисунок 1 – Технологічна схема мікротунелювання: 1 – стартовий ствол; 2 – рама продавлювання; 3 – прохідницький щит; 4 – контейнер керування; 5 – живильний насос; 6 – транспортний насос; 7 – місткість для осаджування пульпи; 8 – труби; 9 – кран; 10 – автомобіль; 11 – екскаватор.

Роботи виконуються в кілька етапів: перший етап - підготовка стартового та приймального котлованів, їх розміри залежать від діаметра мікросщита, глибина визначається глибиною прокладки. Другий етап - спуск домкратної установки і монтаж мікросщита в шахті. Третім етапом є безтраншейна прокладка трубопроводу. Бурова головка мікросщита, що оснащена різцями, починає обертання, ґрунт через щілини різця нагнітається в труби і разом з бентонітовим розчином подається в змішувальну установку, в якій ґрунт очищається від розчину. Видалення ґрунту із забоя проводиться стисненим повітрям або шнеком. Після прохо-

дження мікроштитом забою на свою повну довжину до нього прикріплюють секцію труби, яку задавлюють в утворену щілину домкратною станцією. Останнім етапом є завершення робіт безтраншейної прокладки. Після виходу мікрошита в приймальний котлован проводиться демонтаж установки.

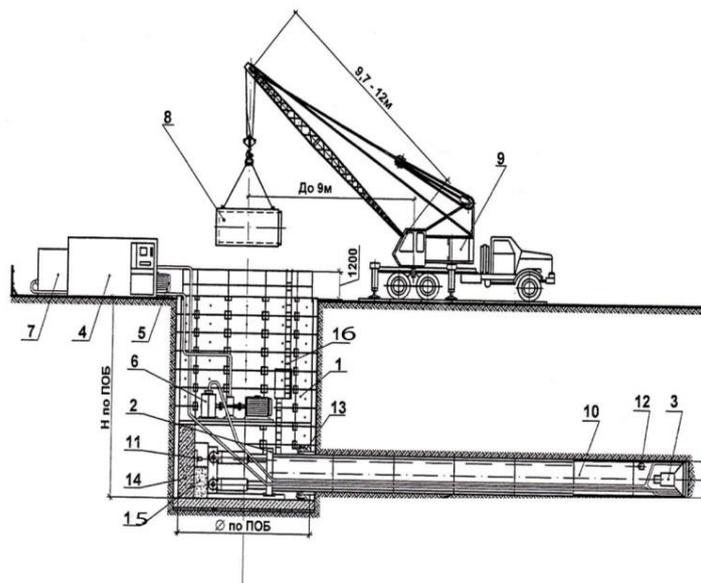


Рисунок 2 – Схема роботи технології: 1 – стартовий шахтний ствол; 2 – рама продавливання; 3 – прохідницький щит; 4 – контейнер керування; 5 – живильний насос; 6 – транспортний насос; 7 – місткості для осаджування пульпи; 8 – робочі з/б труби; 9 – автомобільний кран; 10 – хвостова труба; 11 – лазер; 12 – лазерна мішень; 13 – передня стінка із стартовим ущільненням; 14 – упорна стінка; 15 – проміжна упорна стінка; 16 – драбина.

Мікротунелювання використовувалося при будівництві каналізаційного колектора по вул. Стеценка в м. Києві (рис. 3) з використанням тунелепрохідницького комплексу AVN 1200. Проектом передбачено будівництво 25-ти камер та 9-ти оглядових колодязів. Загальна довжина склала 3265 м діаметром 1200 мм і глибиною проходки (6,0 - 36,0 м). Безтраншейна технологія не перешкождала руху транспорту. Складні інженерно-геологічні умови на окремих ділянках траси зумовили використання будівельного водозниження та заморожування ґрунтів.



Рисунок 3 – Будівництво каналізаційного колектора по вул. Стеценка м. Києва

Перевагами даної технології є: висока якість і швидкість проведення будівництва міських підземних комунікацій; можливість роботи в різному ґрунті, в тому числі і в ґрунтах які сильно обводнені; дуже висока точність прокладання комунікацій, яка досягається завдяки застосуванню навігаційного обладнання; можливість прокладання комунікацій глибокого закладення; зведення до мінімального впливу на міську інфраструктуру, ландшафт, навколишнє середовище; застосування нових зразків і типів трубопроводів; відпадає необхідність у зниженні рівня ґрунтових вод, тому не має і осідань земної поверхні небезпечного для фундаментів будинків і полотен доріг; дає можливість прокладки трубопроводів по криволінійній трасі.

Дана технологія може використовуватися: при прокладці футлярів використовуваних для електричних кабелів газопроводів і нафтопроводів; при будівництві підземних комунікацій міського призначення; при будівництві перехрещування ділянок землі з підвищеною вологістю; при будівництві перетину залізниць, злітно-посадкових смуг і автомобільних магістралей; при прокладці підвідних конструкцій до об'єктів, які розташовані в центрі водоймища.

Щитова проходка застосовується при влаштуванні протяжних тунелів діаметром до 5 метрів, глибиною до 25 метрів - в незв'язних і малосв'язних ґрунтах. Послідовність виконання робіт можна розбити на три стадії.

Перша стадія (підготовча) полягає в облаштуванні монтажної (початкової) шахти для опускання обладнання, підведення до забою електроенергії, стисненого повітря, води, вентиляції.

Друга стадія включає в себе 1) розробку ґрунту в забої під захистом оболонки щита, 2) монтаж первинного оброблення тунелю, 3) просування щита, 4) нагнітання цементного розчину за обробку.

Конструкція щита представлена на рис. 4, що складається з ріжучої частини (виконаної у вигляді козирка, який перешкоджає обваленню ґрунту у середину), системи домкратів призначених для вдавлювання щита в ґрунт і хвостовій частині, що дозволяє під прикриттям здійснювати монтаж збірного оброблення. Домкрати впираються в змонтоване оброблення тунелю і дозволяють корегувати напрямок проходки. Видалення ґрунту із забою здійснюють за допомогою стрічкових транспортерів, а на поверхню його піднімають в бадях або вагонетках. Відразу після влаштування чергового кільця оброблення, не допускаючи осідання породи, в простір між обробленням та породою нагнітають цементний розчин під тиском 5 ... 6 атмосфер.

Третя стадія полягає в прокладці комунікацій в побудованому тунелю. Середня швидкість проходки за зміну становить 1,5 ... 6 метрів. Щитовим методом проходки являє собою продавлювання вперед циліндричного ножа, під захистом якого виконується виїмка ґрунту на ділянці проходки щита. Для продавлювання використовуються гідравлічні домкрати, які розташовуються в безпосередній близькості від лобової грані щита між опорними кільцями, і міцно з ним з'єднуються.

Щитова проходка в порівнянні з відкритим способом виконання робіт є більш економічно - доцільною у наступних випадках: прокладка комунікацій на великій глибині, на перетині з іншими колекторами або великими осушувальними водоводами міських головних транспортних проїздів, площ, автодоріг і залізничних ліній; прокладка тунелів або штолень великого поперечного перетину на глибині понад 12 м на забудованих територіях; роботи з реконструкції комунікацій вже забудованих територій, особливо в міських центрах, а також прокладання нових підземних комунікацій; спрямлення міських трас без урахування умов розташування доріг.

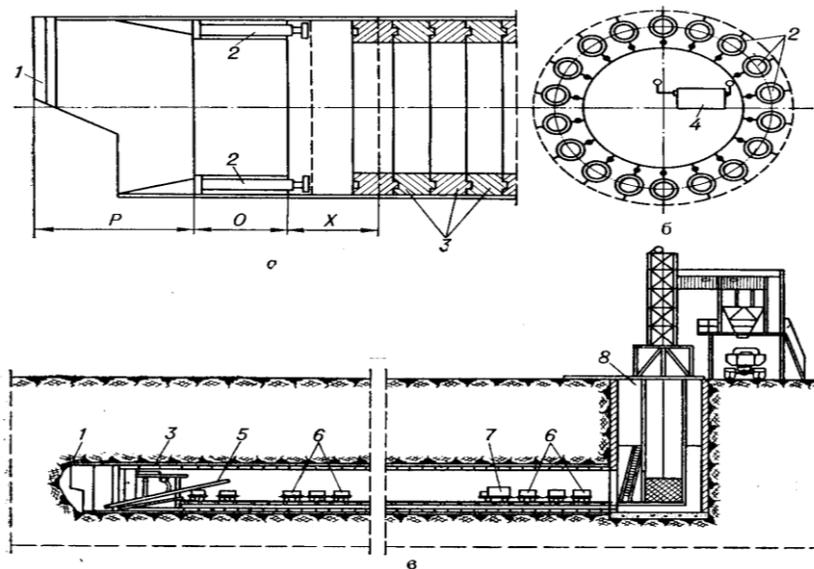


Рисунок 4 – Щитова проходка: а) схема щита; б) розміщення домкратів; в) схема щитової проходки, де: 1 - ніж; 2 - гідродомкрати; 3 - збірне кріплення (тубінги); 4 - золотниковий перемикач; 5 - стрічковий скребковий конвеєр; 6 - вагонетки; 7 - мотовоз; 8 - шахта.

Корпус щита являє собою металеву зварену конструкцію, зазвичай має подвійну стінку, розміри якої відповідають необхідному поперечному перерізу тунелю. На лобовій частині щита розташовуються породо-руйнуючі механізми, а ззаду знаходяться елементи облицювання, наприклад, блоки, тубінги з бетону і залізобетону, механізм для їх установки з гідравлічним приводом.

При проходці тунелів великого перетину забій може бути розділений на окремі частини, що дозволяє проводити роботи з проходки одночасно на різних рівнях. Його характеристика може бути різною: частково або повністю механізованою. Відкритий або ручний щит призначений для проходки штолень невеликого перерізу. Його перевага в порівнянні з частково або повністю механізованими щитами полягає в тому, що він може застосовуватися при проходці в будь-яких ґрунтових умовах, має порівняно невелику масу, малу вартість, а також невеликі витрати при установці і демонтажі. Розміри цих щитів визначаються умовами виконання робіт по спорудженню збірних колекторів, водоводів та ін. При використанні частково механізованих щитів частина необхідних робіт, як, наприклад, розпушування, навантаження і вивіз ґрунту, проводиться механізмами з індивідуальним управлінням. Залежно від характеристик прохідних ґрунтів для цих робіт можуть використовуватися різні будівельні механізми. Повністю механізовані щити застосовуються при спорудженні тунелів метрополітену, а також різних штолень. Застосування щита приводить до скорочення термінів і вартості виконання робіт.

В Києві за допомогою прохідницького щита будується каналізаційний колектор від вул. Мостицької до Головного міського колектора (рис. 5). У процесі будівництва сполучаються різні технології прокладання інженерних мереж, але значна частина колектора будується за допомогою прохідницького щита 2,61 м. Діаметр труб, що прокладаються – 1800 мм. Передбачено будівництво 8-ми монолітних камер гасіння. Загальна довжина колектору – 4 890 м, глибина прокладання – від 9,5 м до 63 м.

Зазвичай щит при кожному просуванні пересувається вперед на 500 мм. Потім відразу закріплюють нестійкі ґрунти. Забезпечується безпека проведення робіт та виключається можливість обвалення забою в бік щита. У простих геологічних умовах, особливо в однорідних зв'язних ґрунтах, застосовуються повністю механізовані щити. Звільнена від ґрунту частина

забою облицьовується бетонними елементами. Щоб уникнути обвалення ґрунту за обробленням проводиться заповнення пустот розчином. Якщо колектор розташовується нижче рівня ґрунтових вод і потрібне забезпечення водонепроникності його стінок, то крім установки зовнішньої бетонної обробки застосовується додаткове внутрішнє облицьовання з сегментних плит, при установці якої має бути забезпечене надійне з'єднання і ущільнення їх між собою. Це досягається закачуванням між ними спеціального розчину. У багатьох випадках для забезпечення водонепроникності застосовується покриття внутрішньої поверхні бетонного облицьовання набризк-бетоном. Для опускання щита на проектну відмітку і його подальшого витягання на денну поверхню після закінчення прокладки тунелю або штольні потрібне спорудження спеціальних шахт. Вони споруджуються круглого або, в окремих випадках, прямокутного перерізу. Їх облицьовують, і в подальшому можуть використовувати в якості контрольних шахт для огляду збірних колекторів або водовідведення цих каналів. Якщо щитова проходка повинна здійснюватися під відкритими водними поверхнями або нижче рівня ґрунтових вод необхідно проведення заходів, що забезпечують можливість роботи в сухих умовах. Водозниження при застосуванні щитової проходки, як правило, дешевше і менш складно в здійсненні, ніж застосування обтискуванням стисненим повітрям. Однак у всіх випадках повинен бути забезпечений спосіб безперебійного водопониження. Наслідків обвалення порід можна уникнути, якщо через водонасичені ґрунти перед проходкою подаватиметься стиснене повітря. Тиск стисненого повітря при цьому визначається величиною тиску води і перше має бути дещо більше другого. Тиск води на конструкції кесона при цьому буде різний і визначається зануренням даної частини конструкції нижче рівня ґрунтових вод. В деяких випадках є необхідність застосування хімічного закріплення ґрунтів для підвищення їх міцності. Враховуючи складні гідрогеологічні умови, на певних ділянках виконується будівельне водозниження та штучне заморожування ґрунтів.



Рисунок 5 – Будівництво каналізаційного колектору за допомогою прохідницького щита

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Мухопад М.Д. Транспортні машини / М.Д. Мухопад. — Харків: Вид-во “Основа”, 1993. – 192 с.
2. Гірничий енциклопедичний словник: в 3 т. / За ред. В.С. Білецького. — Донецьк: Східний видавничий дім, 2001—2004.
3. Горбатов П.А. Гірничі машини для підземного видобування вугілля / П.А. Горбатов. - Донецьк, 2006
4. Алексеев В.В. Стационарные машины / В.В. Алексеев : Учеб. для вузов. – М.: Недра, 1989. – 416 с.: ил.
5. Картавый Н.Г. Стационарные машины / Н.Г. Картавый. – М.: Недра, 1981. – 328 с.
6. Мікротунелювання [Електроний ресурс]. – режим доступу: <http://kpsb.com.ua/ua/technology/trenchless/hddrilling>

УДК 622.235

Ващук В.З., Скоростинська О.П., студ. гр.ОБ-91, Фролов О.О., доц., к.т.н., НТУУ «КПІ», м. Київ, Україна

МОДЕЛЮВАННЯ ДІЇ ВИБУХУ ПОДОВЖЕНОГО ЗАРЯДУ В ЛАБОРАТОРНИХ УМОВАХ

Для моделювання дії вибуху свердловинного заряду ВР в лабораторних умовах було обрано руйнування моделі з сургучу шпуровими зарядами ТЕНу, оскільки матеріал руйнування – сургуч володіє, при швидкому динамічному навантаженні (відповідає навантаженню при вибуху), крихкістю, яка притаманна скельним гірським породам. Це дозволяє оцінювати дію вибуху на оточуюче середовище та визначати розміри зони руйнування (подрібнення та тріщиноутворення).

Фізико-механічні властивості сургучу наступні:

щільність $\rho = 1440 \text{ кг/м}^3$;

швидкість розповсюдження повздовжньої хвилі $c_l = 2580 \text{ м/с}$;

модуль пружності $E = 0,95 \cdot 10^{10} \text{ Па}$;

міцність на стиснення $\sigma_c = 16 \cdot 10^6 \text{ Па}$;

міцність на розтягнення $\sigma_p = 0,75 \cdot 10^6 \text{ Па}$;

коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,28$ [150].

Згідно з [1] при вивченні закономірностей розповсюдження хвиль напружень та їх дії на середовище доцільно застосовувати моделювання за допомогою методу еквівалентних матеріалів. Для отримання достовірних даних достатньо застосувати геометричний критерій подібності, рівність міцнісних та пружних властивостей середовищ та критерій Коші.

Відповідно до геометричного критерію подібності всі лінійні величини, що характеризують представлений вибух, віднесені до відповідних радіусів зарядів, повинні бути однакові для моделі і для природи. В натурних умовах використовуються наступні параметри свердловинних зарядів: радіус свердловинного заряду $R_c = 100 \text{ мм}$; довжина свердловини $L_c = 15000 \text{ мм}$; довжина заряду $l_{зар} = 10000 \text{ мм}$; довжина забійки $l_{заб} = 5000 \text{ мм}$. В цьому разі геометричні співвідношення для природи дорівнюють:

$$\begin{aligned} L_c/R_c &= 15000/100 = 150; \\ l_{зар}/R_c &= 10000/100 = 100; \\ l_{заб}/R_c &= 5000/100 = 50. \end{aligned} \tag{1}$$

З урахуванням вибору радіусу шпуру в моделі $R_c = 2 \text{ мм}$ всі інші параметри шпурового заряду будуть дорівнювати: довжина шпуру $L_{ш} = 30 \text{ мм}$; довжина заряду $l_{зар} = 20 \text{ мм}$; довжина забійки $l_{заб} = 10 \text{ мм}$.

При застосуванні критерію міцності моделююче середовище повинне мати однакові з натурними умовами коефіцієнт Пуассона, відносні граничні деформації об'єму та здвигу. Характеристики міцності можуть бути різними, але їх відношення до модуля пружності σ_c/E , σ_p/E повинні бути однаковими.

Для магнетитових кварцитів, що використовуються при вивченні дії вибуху в середовищі, характерні наступні фізичні властивості: щільність породи $\rho = 3100 \text{ кг/м}^3$; критичне значення напруження руйнування на розтягнення $\sigma_p = 1,8 \cdot 10^7 \text{ Па}$; критичне значення напру-

ження руйнування на стиснення $\sigma_c = 1,9 \cdot 10^8$ Па; швидкість поширення поздовжніх хвиль у породі $c_l = 5300$ м/с; модуль пружності $E = 8,3 \cdot 10^{10}$ Па; коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,26$.

Для сургучу фізико-механічні властивості наступні: $\rho = 1440$ кг/м³; $c_l = 2580$ м/с; $E = 0,95 \cdot 10^{10}$ Па; $\sigma_c = 16 \cdot 10^6$ Па; $\sigma_p = 0,75 \cdot 10^6$ Па; $\nu = 0,28$.

Відношення характеристик міцності до модуля пружності:

– для магнетитових кварцитів:

$$\begin{aligned}\sigma_c/E &= 1,9 \cdot 10^8 / 8,3 \cdot 10^{10} = 0,23 \cdot 10^{-2}; \\ \sigma_p/E &= 1,8 \cdot 10^7 / 8,3 \cdot 10^{10} = 0,22 \cdot 10^{-3};\end{aligned}\quad (2)$$

– для сургучу:

$$\begin{aligned}\sigma_c/E &= 16 \cdot 10^6 / 0,95 \cdot 10^{10} = 0,17 \cdot 10^{-2}; \\ \sigma_p/E &= 0,75 \cdot 10^6 / 0,95 \cdot 10^{10} = 0,08 \cdot 10^{-3}.\end{aligned}\quad (3)$$

Аналіз співвідношень (2) та (3), а також коефіцієнтів Пуассона для гірської породи та сургучу (відповідно, 0,26 та 0,28) показує, що критерії по міцності для натурних умов та для моделі мають один порядок, а для межі міцності на стиснення і коефіцієнту Пуассона майже збігаються. Тому можна стверджувати, що міцнісний критерій моделювання дії вибуху на навколишнє середовище виконується.

Критерій *подібності Коші* пов’язує пружні і міцнісні характеристики середовища з інерційними силами. Ці співвідношення (число Коші) для середовища і для моделі повинні бути однакові, тобто

$$Ca = \frac{\rho_n \cdot v_n^2}{K_n} = \frac{\rho_m \cdot v_m^2}{K_m}, \quad (4)$$

де ρ_n , ρ_m – щільності середовища в натурі і в моделі, відповідно; v_n , v_m – швидкості розповсюдження хвиль напружень в натурі і в моделі; K_n , K_m – модулі всебічного стиснення для натурі і для моделі: для залізистих кварцитів – $K_n = 1,33 \cdot 10^{10}$; для сургучу – $K_m = 0,14 \cdot 10^{10}$.

З урахуванням (4) число Коші: для магнетитових кварцитів: $Ca = 5,15$; для сургучу: $Ca = 6,85$.

Порівнюючи числа Коші для моделі і натурі, бачимо, що за значеннями вони близькі між собою, тобто критерій Коші при обраному моделюванні також виконується.

Таким чином, отримані співвідношення при моделюванні методом еквівалентних матеріалів для натурального об’єкту (масиву гірських порід) та моделі з сургучу дозволяють стверджувати, що обраний метод моделювання та застосовувані в ньому критерії подібності дозволяють з високою достовірністю описати дію хвиль напружень на гірський масив та процес руйнування при вибуху системи подовжених зарядів.

При оцінці дії вибуху одиночного заряду використовувалася модель з сургучу розмірами 230×230×60 мм. Шпур довжиною 30 мм розміщували в центрі моделі. Довжина заряду ВР становила 20 мм, відповідно, довжина забійки – 10 мм. В якості ВР використовували ТЕН, забійкою слугував пластилін. Ініціювання ТЕНу здійснювалося електрозапалюючим містком з наважкою первинної ініціюючої ВР.

На рис. 1 представлена зона руйнування при вибуху заряду діаметром 5 мм. Маса шпурового заряду ТЕНу становить 373 мг. В зруйнованій моделі сургучу чітко представлена

зона концентричного тріщиноутворення, розмір якої в середньому становить 170 мм, та зона інтенсивного руйнування матеріалу середнім діаметром 108 мм.

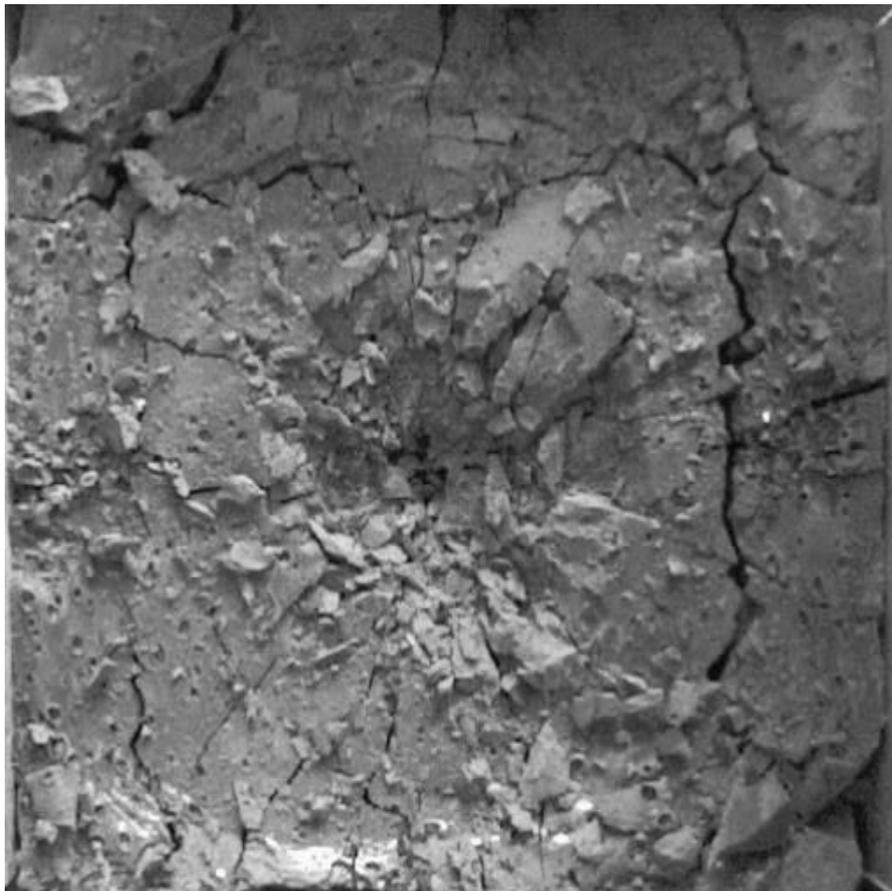


Рисунок 1 – Характерна зона руйнування від вибуху заряду ВР діаметром 5 мм

Оскільки при руйнуванні моделі з сургучу була отримана зона руйнування з чіткими межами і розмірами, які задовольняють вимогам щодо дослідження взаємодії зарядів, то в подальших дослідженнях будемо використовувати саме таку конструкцію і розміри шпурового заряду.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Боровиков В. А. Моделирование действия взрыва при разрушении горных пород/ В. А. Боровиков, И. Ф. Ванягин. – М.: Недра, 1990. – 231 с.

УДК 622.281.74

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

АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ ПОДХОДОВ ПРИ РЕШЕНИИ ЗАДАЧ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ СОПРЯЖЕНИЙ АНАЛИТИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

Разработка эффективных способов обеспечения длительной устойчивости сопряжений горных выработок является весьма сложной и трудоемкой задачей, для решения которой необходимо использовать комплексный подход, включающий шахтные, лабораторные и аналитические исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) такой неоднородной системы как «сопряжение-крепь-массив».

Следует отметить, что непосредственно шахтные исследования достаточно трудоемкие, затратные и продолжительные по времени. Учет возможностей физического и численного моделирования геомеханических процессов, протекающих в окрестности исследуемой выработки, при комплексном решении проблем обеспечения устойчивости сопряжений, является наиболее эффективным. При этом следует понимать, что результаты, как натурных, так и аналитических решений должны быть сопоставимы и давать максимально достоверный результат.

Основными предпосылками при выборе метода определения НДС являются особенности принятой расчетной схемы задачи и деформационной модели исследуемой среды. В связи со сложившимися представлениями при исследовании геомеханических процессов в окрестности, как сопряжений, так и прочих подземных горнотехнических объектов, особенно тех, что расположены на значительной глубине, наиболее распространенной и достаточно адекватной является упругопластическая модель породной среды. И хотя происходит постоянное усложнение физических моделей для получения более достоверных результатов, такие задачи удается решать благодаря современным вычислительным средствам. При этом математические трудности могут быть устранены путем применения численных методов, таких, например, как метод конечных [1] или граничных элементов, которые все чаще используются для исследования упругопластического состояния породного массива, содержащего горную выработку [2].

Окрестность выработок в районе их сопряжений чрезвычайно сложная задача, с точки зрения механики твердого деформируемого тела, из-за необходимости ее представления в объемном виде. Решить подобную задачу о получении деформаций и распределении напряжений в исследуемой области аналитическим методом не представляется возможным. В данном случае только численные методы могут служить средством математического моделирования.

Некоторые исследования показали, что добиться адекватных результатов можно и в постановке плоской задачи (за исключением призабойной части выработок на расстоянии от забоя $2 \dots 4R$ (R – радиус выработки) [4, 5]). Но так как присутствуют участки сопряжений не только горизонтальных, но и наклонных выработок, сечения и конструкции которых принципиально разные, при условии, что каждый последующий разрез будет отличаться от предыдущего, рассматривать подобную схему в плоской постановке не является возможным. Все это обусловило необходимость применения объемной модели (рис.1) для корректного определения напряженно-деформируемого состояния участка сопряжения.

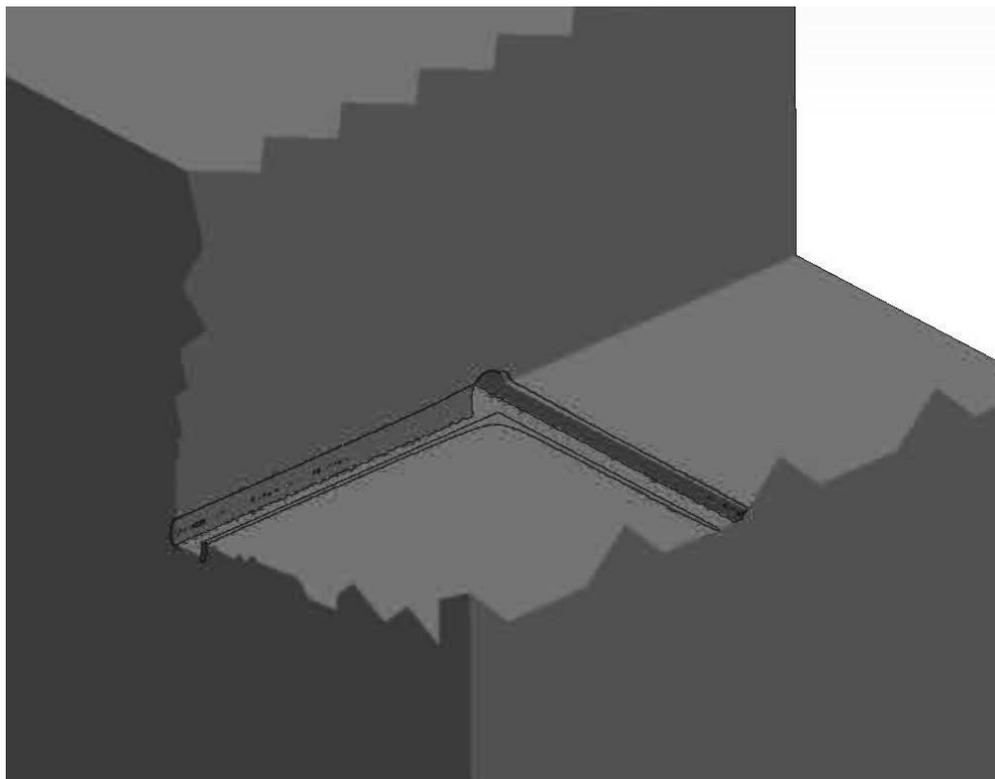


Рисунок 1 – Пример объемной расчетной схемы T-образного сопряжения подготовительных выработок

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Норри Д. Введение в метод конечных элементов / Д. Норри, Ж. де Фриз. – М.: Мир, 1981. – 304 с.
2. Метод граничных элементов в задачах горной геомеханики / Л.В. Новикова, П.И. Пономаренко, В.В. Приходько, И.Т. Морозов. – Днепропетровск: Наука и образование, 1997. – 180 с.
3. Зильберман А.И. Определение зон неупругих деформаций в районе сопряжения двух выработок / А.И. Зильберман, Л.В. Новикова, В.С. Лесников // Шахтное строительство. – 1984. - № 2. – С. 24-25.
4. Заславский Ю.З. Исследование проявлений горного давления в капитальных выработках глубоких шахт Донецкого бассейна. - М.: Недра, 1966. – 180 с.
5. Гапеев С.М. Чисельне моделювання системи «гірничавиробка-складноструктурний породний масив» / С.М. Гапеев, І.Ю. Старотіторов // Металургіческая і горнорудна промисловість. – 2009. – № 3. – С. 52-55.

УДК 624.15.001

Крысан В.В., Нестерова Е.И., инж, Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Причина Е.С., асп., Государственный ВУЗ "НГУ", г. Днепропетровск, Марченко В.И., Полтавский университет им. Ю. Кондратюка, г. Полтава, Украина

К ВОПРОСУ АДЕКВАТНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И РЕОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ВОДОНАСЫЩЕННОГО ГЛИНИСТОГО ГРУНТА ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОЙ НАГРУЗКЕ

Постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными практическими задачами. Учет необратимости деформаций грунта необходим при расчете деформаций оснований, находящихся под воздействием циклической и динамической нагрузки. При написании настоящей статьи нами преследовалась цель выявить наиболее приемлемые для этой цели модели грунтовых оснований и методики определения входящих в них материальных констант.

Анализ последних исследований и публикаций, в которых положено начало решению данной проблемы. В. А. Флориным и Ю. К. Зарецким для описания ползучести грунтов было предложено использовать уравнения Вольтерра с разностным ядром [1, 2, 3, 4, 7, 8]. Недостатком этого подхода является возможность учета только упругих и вязких деформаций грунта [2, 5, 8].

На наш взгляд, заслуживает внимания опыт использования авторами работы [9] уравнений Вольтерра второго рода с составным ядром ползучести для одновременного учета упругих, вязких и пластических деформаций и их трансформации во времени. При этом заслуживают внимания методики [10, 11] определения входящих в модель [9] материальных констант.

Выделение ранее не решенных частей общей проблемы, которым посвящена данная статья. В настоящей работе представлены результаты обработки данных компрессионных испытаний водонасыщенного глинистого грунта различными методами с целью определения входящих в модель материальных констант.

При этом преследовалась цель сопоставить полученные в рамках различных моделей грунта кривые «осадка – время» и «осадка – нагрузка» друг с другом и экспериментальными зависимостями.

Изложение основного материала исследования. В ходе компрессионных испытаний глинистой пасты в компрессионном приборе (высота кольца $h = 35$ мм; диаметр $D = 71$ мм) водонасыщенного глинистого грунта ступенчато - возрастающей нагрузкой (рис. 1) регистрировались зависимости "осадка - время". Эти зависимости представлены на рисунке 2.

Обработка экспериментальных данных выполнялась в такой последовательности. Вначале с использованием общепринятой методики [12] нами были установлены деформационные свойства водонасыщенного упругого основания и его реологические свойства.

Далее аналогичные исследования были выполнены с использованием изложенной [10] методики. При этом в качестве расчетной была принята модель упругопластичного водонасыщенного основания.

После этого были рассчитаны соответствующие нагрузке на рис. 1 теоретические зависимости "осадка - время".

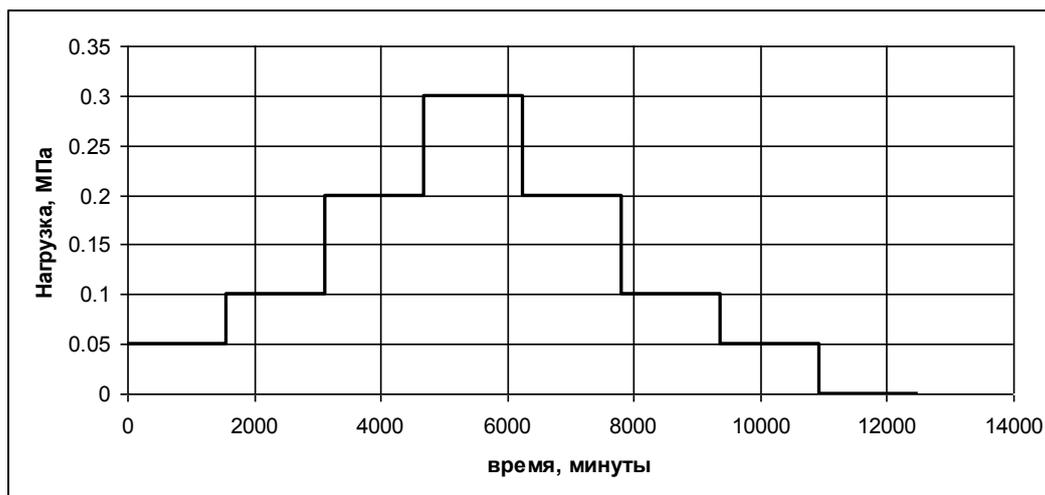


Рисунок 1 – Зависимость "осадка - нагрузка", принятая в ходе испытаний грунта.

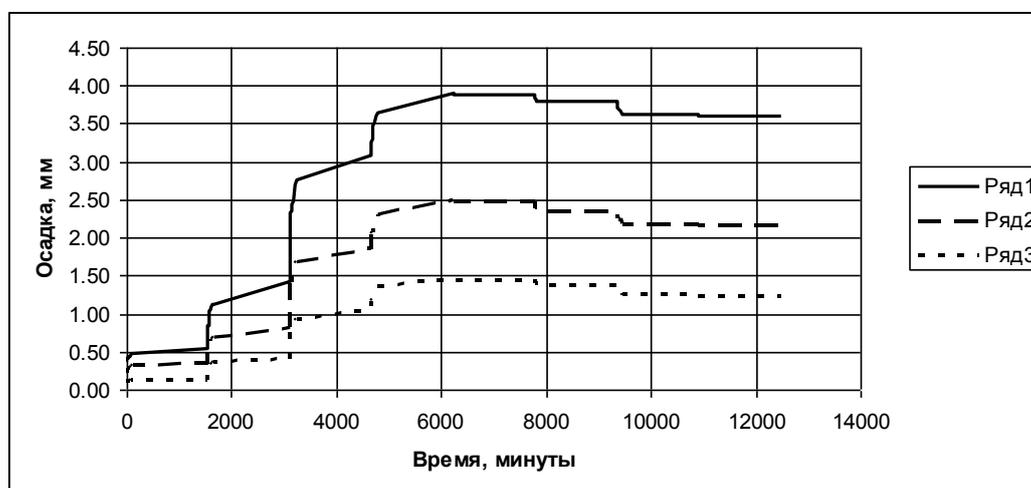


Рисунок 2 – Экспериментальные зависимости "осадка - нагрузка".

Полученные в ходе обработки экспериментальных кривых материальные константы, соответствующие модели водонасыщенного упругого основания, представлены в таблице 2.

При этом для определения модуля компрессионного сжатия a_k была использована известная формула [2, 3]:

$$S_{st} = q \cdot \frac{h}{a_k} = q \cdot \frac{h}{\lambda + 2 \cdot G} = q \cdot \frac{h}{E} \cdot \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} \quad (1)$$

Здесь S_{st} - стабилизированная осадка образца; q - приложенная к нему нагрузка; h - высота образца; $a_k = \lambda + 2 \cdot G$ - модуль компрессионного сжатия грунта; λ и G - упругие константы Ламе; E модуль общей деформации грунта, а ν - коэффициент Пуассона грунта.

Компрессионный модуль общей деформации грунта определялся по ветви загрузки, а компрессионный модуль упругости - по ветви разгрузки образца.

Коэффициент Пуассона согласно рекомендациям [12] принимался равным $\nu = 0,35$, а модуль общей деформации E определялся по формуле:

$$E = a_k \cdot \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2} \quad (2)$$

Таблица 2

Модель упругого водонасыщенного основания. Материальные константы

№ п/п	Наименование характеристики	Обозначение	Ед. изм.	Удельный вес сухого грунта, $\frac{\kappa H}{M^3}$		
				14,6	15,2	15,8
1	Компрессионный модуль общей деформации	a_k	МПа	2,67	4,35	9,02
2	Компрессионный модуль упругости	a_k^y	МПа	35,0	31,0	45,7
3	Коэффициент Пуассона	ν	д.ед.	0,35	0,35	0,35
4	Модуль общей деформации грунта	E	МПа	3,28	5,36	11,11
5	Модуль упругости грунта	E^y	МПа	43,12	38,05	56,25
6	Коэффициент фильтрационной консолидации	c_k	$\frac{M^2}{год}$	0,35	0,43	0,78
7	Коэффициент фильтрации	k_ϕ	$\frac{CM}{сек}$	$1,05 \cdot 10^{-7}$	$7,52 \cdot 10^{-8}$	$6,61 \cdot 10^{-8}$

Коэффициент консолидации c_k определялся методом Казагранде с использованием формулы вида:

$$c_k = 0,049 \cdot \frac{h^2}{t_{50}}, \quad (3)$$

где c_k , а t_{50} - время достижения степенью консолидации 50%.

После этого по формуле

$$k_\phi = c_k \cdot \frac{\gamma_w}{a_k}, \quad (4)$$

где γ_w - удельный вес воды, определялся коэффициент фильтрации грунта.

В ходе определения материальных констант грунта в рамках модели водонасыщенного упругопластического основания ядро ползучести грунта принималось в виде

$$K(\tau) = \sum_{i=1}^9 \gamma_i \cdot \exp(-\gamma_{1,i} \cdot \tau), \quad (5)$$

где τ - имеющий размерность времени параметр, а γ_i и $\gamma_{1,i}$ имеющие размерность $\frac{1}{\text{сутки}}$ параметры ползучести.

Согласно [9] для упругопластического грунта зависимость осадки от времени имеет вид:

$$S(t) = S^{\phi}(t) + \int_0^t S^{\phi}(\tau) \cdot K(\tau) \cdot d\tau, \quad (6)$$

где $S(t)$ - осадка образца в момент времени t ; $S^{\phi}(t)$ - то же, обусловленная фильтрационной консолидацией.

В свою очередь, согласно [4], для каждой из ступеней нагрузки обусловленная фильтрационной консолидацией осадка образца определялась по формуле

$$S^{\phi}(t) = \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{i=1}^n U(t-t_j) \left\langle \frac{\Delta q_j \cdot h}{a_k^y} \cdot \sum_{i=1,3,5...}^{\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{i^2 \cdot \pi^2 \cdot c_k}{h^2} \cdot \begin{pmatrix} t - \\ -t_j \end{pmatrix} \right] \right\} \right\rangle \quad (7)$$

где t_j - момент времени, в который к образцу приложена очередная ступень нагрузки Δq_j , а $U(t-t_j)$ - ступенчатая функция Хевисайда [9].

Далее был выполнен контроль полученных в рамках различных моделей основания материальных констант. Для этого с использованием представленных в таблице 2 данных и формул (6) и (7) нами были построены теоретические зависимости осадок образцов от времени.

Для удобства анализа этих данных они были представлены в графической форме (рис. 3). При этом рисунке также представлены экспериментальные кривые.

Изложенные в настоящей статье материалы исследований позволили нам сделать такие выводы.

1. Установленные различными методами значения упругих констант грунта близки между собой.

2. Установленные различными методами значения коэффициента консолидации грунта близки между собой.

3. Установленные различными методами значения коэффициента фильтрации грунта близки между собой.

4. Установленные различными методами значения материальных констант грунта имеют хорошее соответствие с их значениями для суглинков [3, 7, 8, 12].

5. Рассчитанные в рамках модели упругого водонасыщенного основания осадки (кривые 1 на рисунках 3...5) существенно отличаются от экспериментальных (кривые 3 на рисунках 3...5). При этом наибольшее различие имеет место в области разгрузки.

6. Рассчитанные в рамках модели упругопластического водонасыщенного основания осадки (кривые 2 на рисунках 3...5) близки к экспериментальным (кривые 3 на рисунках 3...5). При этом наибольшее различие имеет место в момент изменения нагрузки на образец. Это обусловлено тем, что в начальный момент времени обусловленные фильтрационной консолидацией осадки грунтового образца равны нулю.

Последнее, в свою очередь, не дает проявиться мгновенным пластическим деформациям грунта. Следует отметить, что в случае пространственной задачи имеет более полное

чем при компрессии соответствие рассчитанных в рамках модели упругопластичекого водонасыщенного основания и экспериментальных кривых. Это объясняется тем, что в данном случае имеется возможность проявления мгновенных пластических деформаций сдвига.

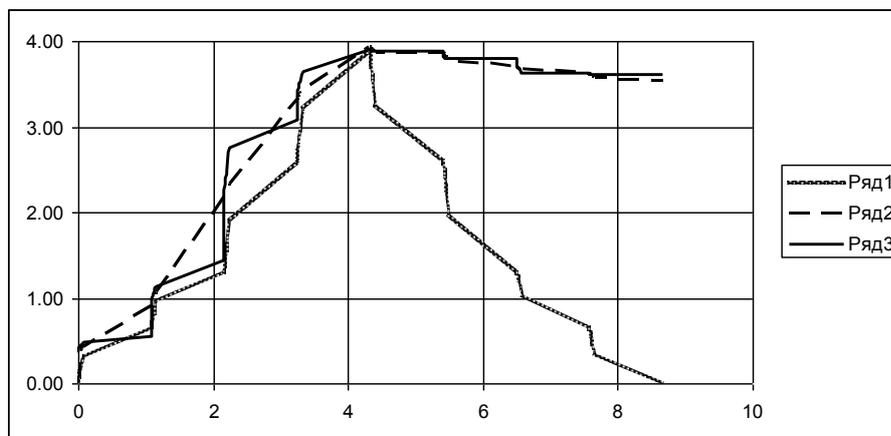


Рисунок 3 – Зависимости осадки грунтового образца от времени. Плотность сухого

$$\text{грунта } \gamma_d = 14,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}.$$

Ряды 1 и 2 - теория; ряд 3 - эксперимент. Ряд 1 - модель упругого водонасыщенного основания; ряд 2 - модель упругопластичекого водонасыщенного основания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Вольтерра В. Теория функционалов, интегральных и интегро-дифференциальных уравнений. – М.: Наука, 1982.-304 с.
2. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов. - М.: Наука. 1967 - 270 с.
3. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. -Ростов на Дону, 1989 - 608 с.
4. Корн Г. и Корн Т. Справочник по математике. - М.: Наука, 1974. - 840 с.
5. Кристиансен Р. Введение в теорию вязкоупругости. - М.: Мир, 1974. - 338 с.
6. Физическая энциклопедия. /Гл. ред. А.М. Прохоров. Ред. кол. Д.М. Алексеев, А.М. Балдин, А.М. Бонч-бруевич, А.С. Боровик-Романов и др. – М.: Большая Российская энциклопедия. Т. 3. Магнитоплазменный – Пойнтинга теорема. 1992 – 672 с.
7. Флорин В.А. Основы механики грунтов, т.1. - Л.-М.: Госстройиздат, 1959. - 357 с.
8. Флорин В.А. Основы механики грунтов, т. 2. - Л.-М.: Гостройиздат, 1961. - 543 с.
9. Шаповал А.В., Шаповал В.Г. Теория взаимосвязанной фильтрационной консолидации: Монография. - Днепропетровск: Пороги, 2009-311 с.
10. Шаповал А.В., Шаповал В.Г., Крысан В. В., Нестерова Е.В. Винников Ю.Л., Марченко В.И. К вопросу моделирования упруговязкопластического поведения грунта под изменяющейся во времени нагрузкой.//Достижения, проблемы и перспективные направления развития для теории и практики механики грунтов и фундаментостроения. XIII международный симпозиум по реологии грунтов. Казань. С. 27-33.
11. Шаповал В.Г. Ускоренное определение реологических свойств водонасыщенных глинистых оснований: Диссертационная работа на соискание ученой степени кандидата технических наук. - Днепропетровск, 1984. - 179 с.
12. Швец В.Б., Гинзбург Л.К., Гольдштейн В.М. и др.: Справочник по механике и динамике грунтов: - К.: Будівельник, 1987. – 232 с.

УДК 624.15.001

Крысан В.В., инж., Шокарев Е.А., инж., Шаповал А.В., к.т.н., ПГАСА, Легенченко В.А., асп., Государственный ВУЗ "НГУ", г. Днепрпетровск, Украина

МЕТОДИКА УЧЕТА ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ФУНДАМЕНТОВ НА ГРУНТОВОМ СЛОЕ КОНЕЧНОЙ ТОЛЩИНЫ

Постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными практическими задачами. При реконструкции (например, при увеличении зданий и сооружений) и новом строительстве в условиях тесной городской застройки имеет место проблема учета фундаментов друг на друга. В настоящей работе изложена методика учета взаимного влияния фундаментов, расположенных на грунтовом слое конечной толщины [1, 2].

Анализ последних исследований и публикаций, в которых положено начало решению данной проблемы. Определению напряженно-деформированного состояния грунтового слоя конечной толщины посвящены работы авторов [2,...,6], анализ которых позволил нам сделать вывод о том, что толщина грунтового слоя оказывает существенное влияние на его напряженно – деформированное состояние и напряженно – деформированное состояние расположенных на нем зданий и сооружений. При этом вопрос количественной оценки влияния его толщины и деформационных свойств слагающего основание грунта на осадки расположенных вблизи друг от друга фундаментов остается открытым.

Кроме того, в действующих в настоящее время на территории Украины нормативных документах нет никаких указаний по учету влияния друг на друга фундаментов, расположенных на грунтовом слое конечной толщины.

При этом также не существует никаких указаний по учету влияния протекающих в грунтовом основании реологических процессов на осадки расположенных вблизи друг от друга фундаментов.

Цель работы – изложение рекомендуемых нами методик, предназначенных для учета расположенных на грунтовом слое конечной толщины фундаментов друг на друга.

Изложение основного материала исследования. В ходе прогноза взаимного влияния фундаментов на осадки друг друга следует различать схемы раздельного и совместного расчета.

1. В качестве расчетной схемы основания следует использовать слой конечной толщины, который характеризуется толщиной H

2. Деформационными характеристиками основания являются модуль общей деформации E , модуль упругости E^y и коэффициент Пуассона ν .

3. Реологическими характеристиками основания являются его уоэффициент консолидации C_k и ядро ползучести $K(t, \tau)$

4. Если основание имеет слоистую текстуру (т.е. его свойства неоднородны по глубине), то необходимо:

4.1. вместо фактических значений модулей общей деформации E_i , модулей упругости

E_i^y и коэффициентов Пуассона ν_i следует принимать их средневзвешенные значения, рассчитанные по формулам

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot E_i}{H}, E^y = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot E_i^y}{H} \text{ и } \nu = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i \cdot h_i}{H} \quad (1)$$

Здесь n - число грунтовых слоев в пределах грунтового слоя конечной толщины $H = \sum_{i=1}^n h_i$; h_i - толщина i -того элементарного слоя; E_i , E_i^y и ν_i - соответственно модуль общей деформации, модуль упругости и коэффициент Пуассона i - того элементарного слоя

4.2. вместо фактических значений коэффициентов консолидации отдельных грунтовых слоев $C_{k,i}$ следует принимать их средневзвешенное значение C_k , рассчитанное по формуле

$$C_k = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{C_{k,i}}} \quad (2)$$

4.3. Вместо фактических значений ядер ползучести отдельных грунтовых слоев $K_i(t, \tau)$ следует принимать их средневзвешенное значение $K_i(t, \tau)$, рассчитанное по формуле

$$K(t, \tau) = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot K_i(t, \tau)}{H} \quad (3)$$

5. Фундаменты характеризуется размерами в плане – шириной подошвы b и длиной подошвы L

6. Влияние фундаментов друг на друга следует рассчитывать с использованием схемы на рисунке 14

6.1. Стабилизированные (конечные) осадки для центров фундаментов следует рассчитывать по формуле

$$S = \frac{q \cdot b \cdot K_c}{K_m} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (4)$$

а осадки края фундаментов – по формуле:

$$S^* = \frac{q \cdot b \cdot K_c}{K_m} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{K_i^* - K_{i-1}^*}{E_i}. \quad (7)$$

Здесь S - осадка центра фундамента; S^* - то же, его края; q - среднее давление под подошвой фундамента; b ширина его подошвы; K_c и K_m - табличные коэффициенты, зависящие от толщины грунтового слоя, ширины фундамента и модуля общей деформации грунта [1]; n - число элементарных слоев грунта, на которые разбито основание; E_i - модуль общей деформации основания (если рассчитываются конечные осадки фундамента) или модуль упру-

гости основания (если расчет осадок фундамента выполняется во времени); K_i - табличный коэффициент, предназначенный для расчета осадок центров фундаментов; K_i^* - табличный коэффициент, предназначенный для расчета осадок угловых точек.

7. В рамках модели упругого водонасыщенного основания влияние фундаментов друг на друга следует рассчитывать с использованием схемы на рисунке 1 в такой последовательности:

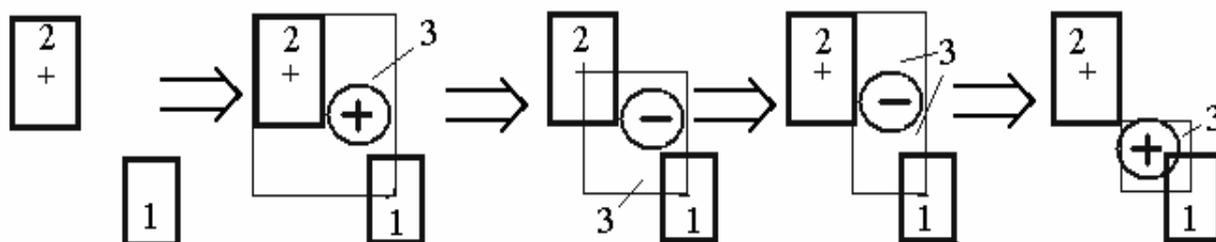


Рисунок 1 – К учету влияния соседних фундаментов друг на друга методом угловых точек.

1 – рассчитываемый фундамент; 2 – то же, влияющий; 3 – то же, фиктивный

7.1. Вначале следует определить упругие осадки центра фундамента $S^y(t)$ и его края $S^{*y}(t)$ как функции времени. При этом в качестве деформационных характеристик следует использовать коэффициент Пуассона ν и модуль упругости основания E^y

$$\left. \begin{aligned} S^\Phi(t) &= S^y(t) \cdot \sum_{i=1}^3 b_i - \int_0^t S^y(\tau) \cdot \sum_{i=2}^3 b_i \cdot N_i \cdot \exp[-N_i \cdot (t - \tau)] \cdot d\tau; \quad (8.1) \\ S^{*\Phi}(t) &= S^{*y}(t) \cdot \sum_{i=1}^3 b_i^* - \int_0^t S^{*y}(\tau) \cdot \sum_{i=2}^3 b_i^* \cdot N_i \cdot \exp[-N_i \cdot (t - \tau)] \cdot d\tau; \quad (8.2) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Здесь b_i и b_i^* - коэффициенты аппроксимации зависимостей обусловленных фильтрационной консолидацией осадок фундаментов от времени [8].

7.2. Далее с использованием формул (8) следует рассчитать обусловленные фильтрационной консолидацией осадки центров фундаментов $S^\Phi(t)$ (формула (8.1)) и их угловых точек $S^{*\Phi}(t)$ (формула (8.2)).

$$\left. \begin{aligned} S(t) &= S^\Phi(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^\Phi(\tau) \cdot d\tau \\ S^*(t) &= S^{*\Phi}(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^{*\Phi}(\tau) \cdot d\tau; \quad N_i = k \cdot \frac{i-1}{b^2} \cdot c_k \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

8. В рамках модели обладающего свойством ползучести неводонасыщенного основания влияние фундаментов друг на друга следует рассчитывать с использованием схемы на рисунке 1 в такой последовательности:

8.1. Вначале следует определить упругие осадки основания как функции времени. При этом в качестве деформационных характеристик следует использовать коэффициент Пуассона ν и модуль упругости основания E^y

8.2. Далее с использованием формул

$$S(t) = S^y(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^y(\tau) \cdot d\tau \quad (9.1)$$

$$S^*(t) = S^{*y}(t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot S^{*y}(\tau) \cdot d\tau \quad (9.2)$$

следует рассчитать ползучестью грунта центров фундаментов (формула (9.1)) и их угловых точек (формула (9.2)).

9. В рамках модели упругого водонасыщенного обладающего свойством ползучести основания влияние фундаментов друг на друга следует рассчитывать с использованием схемы на рисунке 1 в такой последовательности:

9.1. Вначале с использованием п. 7 настоящей методики следует определить обусловленные фильтрационной консолидацией осадки основания как функции времени.

9.2. Далее с использованием формул (8) следует рассчитать обусловленные совместным влиянием фильтрационной консолидации и ползучести грунтового скелета осадки центров фундаментов (формула (8.3)) и их угловых точек (формула (8.4)).

II. Схема совместного расчета

1. В качестве расчетной схемы основания следует использовать слой конечной толщины, который характеризуется толщиной H

2. Упругими характеристиками основания являются модуль общей деформации E и коэффициент Пуассона ν .

3. Реологическими характеристиками основания являются его коэффициент консолидации C_k и ядро ползучести $K(t, \tau)$

4. Если основание имеет слоистую текстуру (т.е. его свойства неоднородны по глубине), то их приведенные фильтрационные и реологические свойства следует определять по формулам (2) и (3).

5. Основание следует представить в виде конечно – элементной модели из объемных элементов.

6. При определении конечных осадок основания следует использовать модуль общей деформации грунта и коэффициент Пуассона. При этом вначале следует собрать схему уже существующего здания и определить осадки его фундаментов. После этого следует собрать схему пристраиваемого здания и определить приращения осадок уже существующего

7. При определении совместного влияния фундаментов зданий на осадки друг на друга во времени, вначале следует определить изменение во времени упругих осадок, а затем использовать формулы (8)

В целом были сделаны такие выводы.

1. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на упругом неводонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета

2. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на упругом водонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета

3. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на обладающем свойством ползучести неводонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета

4. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на обладающем свойством ползучести водонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета

5. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на упругом неводонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы раздельного расчета

6. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на упругом водонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы совместного расчета

7. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на обладающем свойством ползучести неводонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы совместного расчета

8. Разработана методика учета взаимного влияния друг на друга фундаментов, расположенных на обладающем свойством ползучести водонасыщенном грунтовом слое конечной толщины в рамках схемы совместного расчета

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.

2. Горбунов-Посадов М.И. Осадки фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием. - М.: Госстройиздат, 1946. - 60 с.

3. Бабич П.В. Особливості розвитку крена прямокутних фундаментів на водонасиченій основі для шару кінцевої товщини. Автореферат на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. Дніпропетровськ. ПГАСиА 2006. 21 с.

4. Титякова К. С. Напружено-деформований стан системи «грунтовий шар кінцевої товщини – фундамент – надфундаментна будівля». Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. Дніпропетровськ 2010 – 24 с.

5. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений. – Запорожье, 2008 – 496 с.

6. Егоров К. Е. К расчету деформаций оснований (сборник статей). – М.: ФГУП «ВНИИ-НТПИ», 2002 – 400 с.

7. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Київ. Мінрегіонбуд України, 2009-104 с.

8. Шаповал А.В., Шаповал В.Г. Теория взаимосвязанной фильтрационной консолидации: Монография.-Днепропетровск: Пороги, 2009-311 с.

УДК 692

Бичек А.О., Лучко В.М., студ. гр. БС-10 1/9, Владимірова Л.Д., викладач вищої категорії, Дніпродзержинський енергетичний технікум, м. Дніпродзержинськ, Україна

ТЕХНОЛОГІЯ СПОРУДЖЕННЯ БУДІВЕЛЬ З ДЕРЕВА

Вступ

Дерево – надзвичайно привабливий матеріал, що здавна використовується в будівництві. Популярність дерев'яних будинків залишається незмінно високою незалежно від розповсюдження нових технологій будівництва. Треба мати на увазі, що під терміном "дерев'яний будинок" іноді мається на увазі зовсім різні за технологією споруди: зруб з "диких" або оциліндрованих колод, будинок з лафету, з цільного або клеєного профільованого бруса, каркасні та панельно-каркасні будинки.

Особливостями дерева є його висока натуральність та екологічність, відмінні естетичні якості, комфортність в роботі та можливість втілення найрізноманітніших проектів, що відповідають певним вимогам замовника. Дерев'яні будинки надзвичайно довговічні, за умов правильної попередньої підготовки дерева (сушка, обробка) та дотримання усіх тонкощів певної технології.

Наразі заготівля деревини відбувається в одній місцевості, обробка колод – в іншій, а складання будинку – ще в іншому місці. Завдяки цьому процес виготовлення та обробки колод, підганяння колод відбувається на території компанії-забудовника, а безпосередньо на ділянці замовника збирається вже підігнана коробка будинку в остаточному вигляді.

1 Будівництво дерев'яних споруд із профільного бруса

Дерев'яний брус – це оброблена з чотирьох боків колода, товщиною більше 100 мм, із профілем у формі прямокутника. Основні матеріали для виготовлення – сосна та смерека. Брус широко застосовують в будівництві замських будинків, а також для виготовлення крупних дерев'яних елементів – сходів, вікон. Використання цього матеріалу дозволяє зводити будівлі складної конструкції. Він володіє високою міцністю та низькою теплопровідністю, тому будинки із бруса добре зберігають тепло. Будівництво будинків із бруса ведеться швидкими темпами, але потребує високої кваліфікації теслі. Для запобігання гігроскопії, гниттю та вогнезайманню застосовують сушку, пропитку деревини антисептиками та антиперинами, а також вживають заходів проти зволоження конструкцій в процесі експлуатації (захист від атмосферних опадів, ізоляція від ґрунту, каменю, бетону, створення хорошої природної вентиляваності).

За теплозбереженням брус володіє такими ж властивостями, що і колода. Бруси можуть бути квадратного та прямокутного перерізу, з простим та складним профілем. Найпростішою вважається технологія виготовлення суцільного профільного бруса, який може бути з природною вологістю або з попереднім примусовим сушінням.

1.1 Технологічні операції виготовлення суцільного профільного бруса (рис.1)

Властивості бруса природної вологості нагадують властивості оциліндрованої колоди. Та до переваг можна віднести значно меншу кількість тріщин, а також меншу товщину стін. Рекомендується використовувати примусове сушіння бруса в процесі його виготовлення, тому що висушений матеріал характеризується природним кольором деревини, меншою усадкою і деформацією, а правильний вибір режимів сушіння дозволяє отримати брус з мінімально можливою кількістю тріщин. Перед сушінням доцільно здійснювати фрезерування по-

вздовжніх пазів на нижній пласті бруса, це дозволить рівномірно і якісно сушити деревину до оптимальної вологості (14-16%). Завдяки повздовжнім пазам при монтажі будинку в стінах утворюються повітряні порожнини. В результаті термічний опір стін, які виготовлені із такого бруса, в 1,6 разів вищий, ніж стін із звичайного бруса такої ж ширини. Крім цього, за рахунок низької вологості поверхні стін, практично немає тріщин, а усадка споруд не перевищує 0,7%.



Рисунок 1

Новим матеріалом для виготовлення стін дерев'яних будинків вважається брус «преслог», він суцільний і практично не має тріщин. Такий брус виготовляється за технологією сухого пресування.

1.2. Технологічні операції виготовлення профільного бруса «преслог» (рис.2)

Фрезерований брус сушать в камері при температурі 65-70 0С протягом трьох тижнів, поступово стискаючи гідравлічним пресом. В результаті пресування суттєво зменшується можливість виникнення на його поверхні напружень, які є основною причиною розтріскування деревини в процесі сушіння. Отриманий брус володіє більш високою теплоємністю і повітрепроникністю, ніж клеєний брус такої ж ширини. Недоліком його є вартість: на 20% дорожчий за клеєний брус.



Рисунок 2

Тіше висушити до потрібної вологості. Він не має недоліків, характерних для масивної, суцільної колоди чи бруса. Він сухий, з вологістю $10\pm 2\%$, має більшу міцність і менше піддається ураженню грибками і гниттю. Усадка стін будинку не перевищує 1%, що дозволяє скоротити час на виготовлення і монтаж будинку.

Та все ж таки одним із кращих матеріалів для виготовлення дерев'яних будинків вважається клеєний профільний брус. В колишньому Радянському Союзі перші клеєні дерев'яні конструкції були виготовлені в 1938 році, а використовувати їх в будівництві почали після війни. Сучасний процес виготовлення клеєного бруса, як і класичний, складається з декількох етапів.

1.3 Технологічні операції виготовлення профільного клеєного бруса

Клеєний брус може складатись з 2-5 частин, розміри яких значно менші від суцільного бруса (рис.3), тож їх набагато простіше

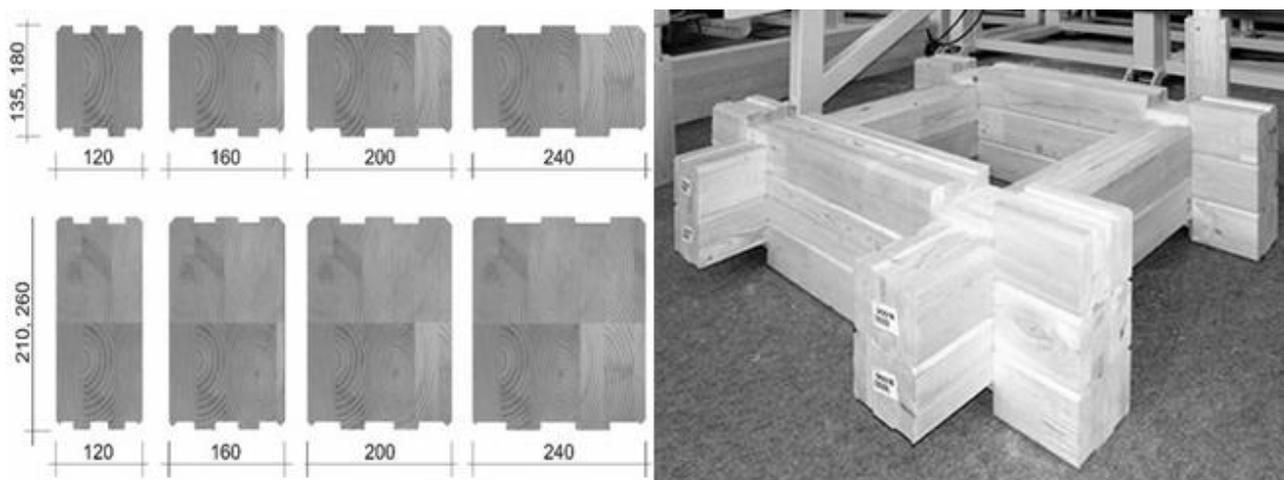


Рисунок 3

1.4 Переваги профільного бруса:

- 100% масив дерева, основою якого є деревина Карпатської ялини (смереки), яка росте в одному з найбільш екологічно чистих місць Європи – Українських Карпатах.
- Має ідеально гладку поверхню бокових сторін. Не потребує додаткової обробки ані ззовні, ані з середини. Дім з такого бруса має акуратний і привабливий зовнішній вигляд.
- Теплий. Профільований брус завдяки ідеальному приляганням, широкому містку холоду, складному «лабіринтному» (зі зміщенням) замку в двох площинах із зазором 3 мм, значно переважає оциліндровану колоду по теплоізоляції.
- Економний. Для досягнення однієї й тієї ж теплоізоляції профільованого бруса йде до 40% менше, як в об'ємі, так і по вартості, ніж оциліндрованої колоди.
- Мінімальна усадка підсушеного бруса.
- Не потребує конопатки після усадки. Конструкція замка в брусі і використання якісних утеплювачів виключає продування приміщення, що дає ще більшу економію коштів.
- У стіни не потрапляє волога. Форма профілю розрахована так, що дощова вода не потрапляє поміж брусом, що в свою чергу запобігає прогниванню стін.
- Менше тріщин на бокових сторонах. Дерево без тріщин не буває, але при виготовленні профільованого бруса ймовірність появи тріщин значно менша, тому що у брусі знімається напруження з чотирьох боків.
- Легкість та швидкість збирання базового комплекту. Коробка зі стін та стропової частини даху монтується в період біля 3-4 тижнів, а дім під ключ може бути зданий протягом 3-4 місяців.

Головним недоліком будівництва дурев'яного будинку із клеєного профільного бруса є його відносно висока вартість.

2 Будівництво дерев'яних споруд із оциліндрованого бруса

Виготовлення будинків із зрубу – один із найпоширеніших методів на території України. Вдосконалення обладнання і методів обробки призвело до появи нових, вдосконалених профілів, які характеризуються високою точністю з'єднань. Більше того, механічна обробка колод зменшує трудовитрати на виготовлення споруди, значно підвищує продуктивність, дозволяє виготовляти складні конструкції і покращує естетичний вигляд будинку загалом.

Широкого розповсюдження набула технологія виготовлення дерев'яних будинків з оциліндрованих колод. Товщина оциліндрованої колоди за звичай доходить до 240мм, її цілком вистачає для будівництва надійного теплого житла. Замок у кутах будинку здійснюється методом чашки. Ми пропонуємо будівництво будинків зі зрубів по індивідуальним і типовим

проектам будь-якої складності. Такий будинок не вимагає посиленого фундаменту й достатньо сейсмостійкий. Правильно зібраний зруб лазні або житлового будинку здатний простояти близько 70-ти років іноді й більше.

2.1 Технологічні операції виготовлення оциліндрованої колоди

Для будівництва дерев'яного будинку використовують деревину як хвойних, так і листяних порід, однак на Україні переважно представлені будинки, виготовлені тільки із хвойних порід. При цьому ми надаємо перевагу деревині, заготовленій зимою, так як з настанням холодів припиняється рух соків в стовбурі дерева, пори закриваються і деревина стає більш щільною та твердою.

При виконанні операції оциліндрування відбувається зрізання м'якої частини деревини – заболони, а залишається більш тверда – просочене смолою ядро. Від цього механічні властивості деревини тільки виграють: зменшується ширина тріщин на колоді при висиханні, а відповідно – покращуються теплоізоляційні властивості матеріалу.



Для вибору пазу і чашок використовують спеціалізоване обладнання, що дозволяє отримати оциліндровані колоди, які ідеально прилягають одна до одної (рис.4). Використання ручного інструменту не дозволяє отримати такої якості і точності з'єднань. Для захисту стін від вогню та грибків рекомендується використовувати метод глибокого просочування деревини антисептиками та антипіренами в автоклавах (рис 5).

2.2 Переваги дерев'яного будинку з оциліндрованої колоди:

- Краса зовнішнього вигляду.
- Екологічність матеріалу.
- Економічність. Зниження витрат на фундамент - зроблений з колод будинок легше цегельного або бетонного. Низькі витрати на експлуатацію (дерев'яний будинок вимагає для опалення менше енергії, а теплоізоляційні властивості дерева в рази перевищують показники цегельних і бетонних стін однакової товщини).



Рисунок 5

- Сприятлива енергетика, яку випромінює дерево, зберігається і після складання дерев'яного будинку і благотворно впливає на життєвий тонус, здоров'я і працездатність мешканців.

Основними недоліками дерев'яних будинків, виготовлених із оциліндрованих колод, вважаються тепловтрати за рахунок появи тріщин (а вони можуть досягати середини товщини колоди), а також значна усадка конструкції споруди в процесі експлуатації

Основними недоліками дерев'яних будинків, виготовлених із оциліндрованих колод, вважаються тепловтрати за рахунок появи тріщин (а вони можуть досягати середини товщини колоди), а також значна усадка конструкції споруди в процесі експлуатації.

УДК 622.2

Филиппова Н. С., студ. VI курса, гр. ОБ-71м, НТУУ «КПИ», г Киев, Украина

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ НЕЭЛЕКТРИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ ИНИЦИИРОВАНИЯ ПРИМАДЕТ

За последнее время при промышленных массовых взрывах на карьерах Украины для монтажа схем короткозамедленного взрыва (КСВ) широко стали использовать системы неэлектрического инициирования зарядов [1].

Неэлектрические системы инициирования представляют собой простые в использовании системы, предназначенные для ведения взрывных работ на земной поверхности, в подземных рудниках и шахтах, не опасных по газу и пыли.

Они допускают создание неограниченного количества комбинаций и могут применяться со всеми типами взрывчатых веществ.

Основой неэлектрической системы инициирования является ударная трубка (волновод), которая служит для передачи инициирующего импульса на неэлектрический детонатор. Конструкция ударной трубки обеспечивает безопасность и надежность системы в любых сложных условиях в процессе заряжания.

Ударная трубка представляет собой пластиковую трубку малого диаметра, с нанесенным на внутреннюю поверхность канала трубки тонкого слоя реагирующего материала (около 15 миллиграмм на 1 п/м) [2].

При инициировании ударная трубка надежно передает низкоэнергетический инициирующий импульс со скоростью 2000 м/с от точки инициирования к противоположному концу. Ударная волна такого типа подобна взрыву пыли, которая распространяется по трубке, расположенной под любым углом и содержащей различного рода узлы и петли. Детонация поддерживается таким малым количеством реагирующего материала, что наружная поверхность ударной трубки не претерпевает никаких изменений после прохождения инициирующего импульса. На способности ударной трубки передавать инициирующий импульс не отражается направление инициирования взрывчатого вещества. Более того, соприкосновение ударных трубок и их пересечение не приводит к передаче импульса от одной трубки к другой.

Ударная трубка, как неэлектрическая система, не передает инициирующего импульса при воздействии высокочастотного радиоизлучения, статического электричества и блуждающих токов, открытого огня, при трении и ударе в нормальных условиях горнодобывающего предприятия.

Неэлектрический детонатор. Неэлектрический детонатор Примадет® ВСИ - высоконадежное и точное по времени срабатывания средство инициирования (рис.1). Детонатор состоит из:

(1) заряд на основе бризантного ВВ, детонатор Примадет® по инициализирующей способности соответствует детонатору № 8;

(2) инициирующий заряд, который получает инициирующий импульс от замедляющего состава и передает его к заряду из бризантного ВВ;

(3) алюминиевый корпус - содержит пиротехническую смесь, обеспечивающую замедление времени срабатывания детонатора. Зажигательный состав, размещенный в верхней части корпуса, получает импульс от ударной трубки и служит для инициирования замедляющего

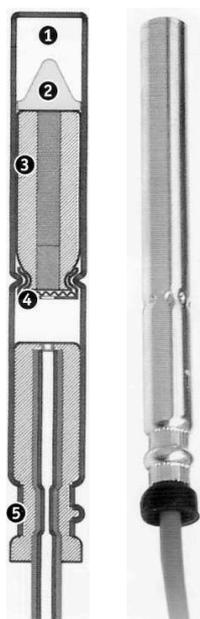


Рисунок 1 –
Неэлектрический детонатор Примадет® ВСИ

ющего состава;

(4) Буфер замедления инициирования выполняет три основных функции:

а) Равномерно распределяет энергию от ударной трубки по всей поверхности зажигательной композиции и, таким образом, повысить точность времени замедления детонатора.

б) Предотвращает отказы в линии замедления.

в) Предотвращает обратное инициирование ударной трубки от собственного детонатора. Это свойство особенно важно для изделий серии EZ Det[®].

(5) Полупроводящая резиновая пробка выполняет две основные функции:

а) Обеспечивает герметичность детонатора.

б) Обеспечивает снятие зарядов статического электричества с корпуса детонатора (проверяется на напряжении 20 kV) [3].

Неэлектрическая система инициирования.

К каждому детонатору прикреплен соединитель J-hook, который обеспечивает быстрое и надежное соединение трубки с детонирующим шнуром. Конец ударной трубки герметично заварен с помощью ультразвуковой сварки для предотвращения проникновения воды и увлажнения канала трубки. Каждое изделие имеет водо- и износостойкую бумажную бирку с указанием серии и номинала замедления.

Ударная трубка формируется в бухты с помощью кольца из водостойкой ламинированной бумаги. Кольцо легко снимается и содержит информацию о длине каждого изделия и серии замедления. Изделия с небольшими длинами ударных трубок скомплектованы в пакеты по 5 штук. Все остальные укладываются отдельно.

Изделия неэлектрической системы инициирования

ВСИ производит четыре основных изделия неэлектрической системы инициирования:

1. Примадет[®] серии MS
2. Примадет[®] серии LP
3. Примадет[®] серии EZ Det[®]
4. Примадет[®] серии EZ TL[™]



Рисунок 2 – Семейство изделий Примадет[®]

1. Примадет[®] серии MS

Миллисекундная серия (MS) может быть использована в большинстве случаев взрывных работ на земной поверхности. Она имеет периоды замедления с шагом 25 и 50 миллисекунд и может иметь ударные трубки любой желаемой длины.

Изделия Примадет[®] серии MS идентифицируются по оранжевой окраске ударной трубки и биркой белого цвета с надписями красного цвета [4].

2. Примадет[®] серии LP

Серия с большими периодами замедления специально разработана для работ в подземных условиях и при прокладке туннелей. Времена замедления значительно выше, чем у серии MS, что позволяет разрушенным скальным породам перемещаться, создавая свободные

поверхности.

Изделия Примадет® серии LP могут быть также инициированы пучком от детонирующего шнура. Этот метод обычно применяется при проведении подземных работ и проходке туннелей [5].

3. Примадет® серии EZ Det®

Неэлектрическая система Примадет® серии EZ Det® содержит скважинный детонатор и поверхностный микрокапсюль с замедлителем. Более того, поверхностный микрокапсюль помещен в корпус соединителя, соответствующего лучшим мировым стандартам, который обеспечивает простоту и надежность соединения. Изделия Примадет® EZ Det® идентифицируются по оранжевой окраске ударной трубки. Бирка с указанием замедления белого цвета с нанесенными красными надписями и соединитель окрашен в соответствии с кодом времени замедления.

В этой серии используются следующие компоненты:

(1) скважинный детонатор №8, (2) ударная трубка, (3) микрокапсюль и (4) пластиковый соединитель.

Микрокапсюль расположен внутри соединителя. Микрокапсюль представляет собой детонатор с низкой энергией взрыва (он не содержит основного заряда). Его функция заключается в инициировании ударной трубки внутри соединителя. Он не должен инициировать ВВ или детонирующий шнур. Низкая энергия взрыва детонатора в совокупности с конструкцией специально разработанного для этих условий соединителя исключает появление осколков при взрыве. В связи с чем нет необходимости в дополнительном предохранении от разлета осколков.

Пластиковый соединитель способен соединить от 1 до 6 ударных трубок. Ударные трубки всегда монтируются под углом 90 градусов к оси изделия, с тем, чтобы гарантировать инициирование ударной трубки в обоих направлениях. При подключении к соединителю EZ-block, трубки вводят по одной, при этом следует прислушаться к щелчку, который свидетельствует о правильности соединения [6].

4. Примадет® серии EZTL

Примадет® серии EZTL - поверхностное изделие с замедлением. Оно состоит из i соединителя EZ-block и микрокапсюля, объединенных отрезком ударной трубки. Отличительная особенность изделий этой серии желтый цвет ударной трубки и различная окраска соединителя.

Замедление четко отпечатано красным цветом на водо- и износостойкой бирке. EZTL может применяться совместно с системой EZDet® для изменения времени замедления как внутри одного ряда, так между рядами.

Комбинации изделий EZTL позволяют получить желаемое время замедления ($25 \text{ мс} + 42 \text{ мс} = 67 \text{ мс}$). EZTL может также использоваться совместно с изделием Примадет® серии MS. EZTL в этом случае служит малошумной альтернативой детонирующему шнуру. Они легки и надежны в соединении и создают дополнительные времена замедления [7].

Применение Изделие Примадет®

Изделие Примадет® серии EZ Det® применяется в большинстве взрывных работ, где требуются короткие времена замедления. Операции монтажа взрывной сети весьма просты.

Каждая скважина должна быть снаряжена детонатором одного типа, затем соединитель от первой скважины служит для соединения со второй скважиной, а соединитель от второй скважины используется для третьей скважины и т.д. Таким образом монтируется каждый ряд скважин.

Межрядное соединение осуществляется с использованием изделий серии EZTL см. рис. 7.

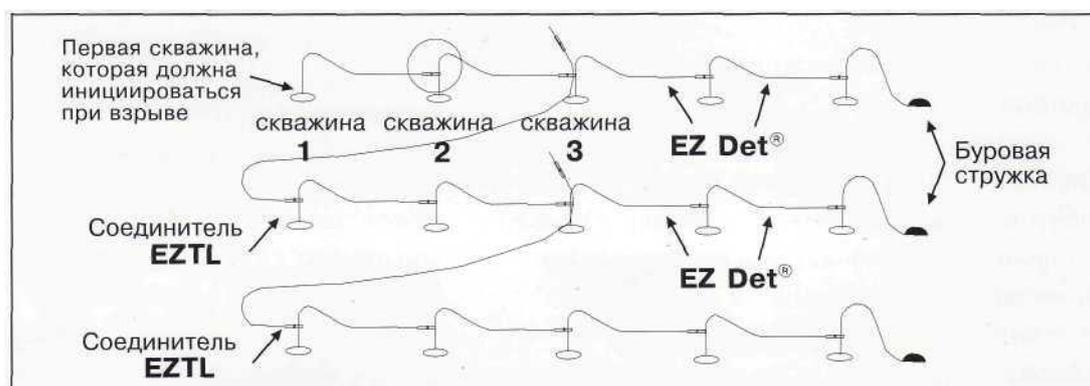


Рисунок 4 – Типовое соединение с использованием изделий EZ Det®

Иницирование неэлектрической системы

Иницирование ударной трубки осуществляется за счет ударной и тепловой энергии. Это может быть реализовано различными способами.

1. Путем иницирования от детонирующего шнура, используя соединитель типа J-hook или метод взрыва пучком.
2. Путем использования неэлектрического детонатора системы EZTL или электрического детонатора.
3. Путем использования специального пускового устройства[3].

Заключение

Система неэлектрического иницирования Примадет® очень проста в применение, особенно прост монтаж поверхностной сети и механизм изготовления боевика. Система Примадет® - система волноводного горения. В этой системе нельзя применять свойство короткозамедленного подрыва для нескольких рядов скважин, хотя методом подрыва пучком вполне можно пользоваться этим методом на подземке, а так же для подрыва поверхностной сети соединенных нескольких скважин двумя сериями из Примадет® MS и LP.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бойко В. В. Проблеми сейсмічної безпеки вибухової справи на кар'єрах України-Монографія. – 2012.
2. PRIMADET® non-electric delay detonators: [Электронный ресурс]. URL:http://www.sasol.com/sasol_internet/downloads/MS%20Primadet%20-%20Millisecond%20series_1355423963988.pdf.
3. Неэлектрические системы иницирования: [Электронный ресурс]. URL:<http://coolreferat.com/%D0%9D%D0%B5%D1%8D%D0%BB%D0%B5%D0%BA%D1%82%D1%80%D0%B8%D1%87%D0%B5%D1%81%D0%BA%D0%B8%D0%B5%D1%81%D0%B8%D1%81%D1%82%D0%B5%D0%BC%D1%8B%D0%B8%D0%BD%D0%B8%D1%86%D0%B8%D0%B8%D1%80%D0%BE%D0%B2%D0%B0%D0%BD%D0%B8%D1%8F>.
4. DETONADORES NONEL-PRIMADET (SERIES MS): [Электронный ресурс]. URL: http://www.semeze.com/pagina_nueva_6.htm.
5. DETONADORES NONEL-PRIMADET (SERIES LP): [Электронный ресурс]. URL: http://www.semeze.com/pagina_nueva_7.htm.
6. Primadet EZ Det): [Электронный ресурс]. URL: <http://www.pt46.com/detail-products-2-primadet-ez-det.html>.
7. Primadet EZTL): [Электронный ресурс]. URL: <http://www.pt46.com/detail-products-4-primadet-eztl.html>.

УДК 622.831.3

Бабюк Г.В., д.т.н., проф., Хименец Д.В., асп., кафедра строительных геотехнологий, ДонГТУ, г. Алчевск, Украина

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА РАЗРУШЕНИЯ ПОРОД ВОКРУГ ВЫРАБОТКИ ОТ РАСТЯЖЕНИЯ

Исследование закономерностей формирования зоны разрушения пород вокруг выработки и оценка проявлений горного давления на этой основе является одной из основных задач геомеханики. В настоящее время для её решения, как правило, используют метод конечных элементов [1], с помощью которого путем многократного повторения или пошагово решения воспроизводят сложные нелинейные проявления горного давления, а определение распределения напряжений вокруг выработки и их сопоставление с прочностными параметрами производят в автоматическом режиме. При этом конечная информация представляется в удобном для анализа виде. Однако при таком способе моделирования замена оригинала численной математической моделью возможна, если они в достаточной степени сходны или, иначе говоря, адекватны. Термин адекватность означает, достаточно ли хорошо с точки зрения целей исследования результаты, полученные в ходе моделирования, отражают истинную сущность геомеханических явлений. До того момента, пока не решен вопрос об адекватности модели, полученные результаты не имеют практически никакой ценности. К сожалению, при компьютерном моделировании строгой теории, аналогичной теории подобия явлений одной и той же физической природы, не существует. Поэтому проверка адекватности результатов компьютерного моделирования имеет достаточно расплывчатую процедуру.

Цель данной работы заключалась в сравнении традиционного численного метода решения задачи об образовании зоны разрушения пород от растяжения, изложенного в работе [1] и заключающегося в определении зоны возможного разрушения для линейно деформирующегося массива путем одноразового задания граничных условий и последующего уточнения формы и размеров зоны разрушения в соответствии с принятой моделью среды (идеально упруго-пластическая), с предложенным методом пошагового перемещения фронта разрушения, когда каждый последующий шаг служит для задания граничных условий последующему.

В качестве исходного алгоритма была использована программа «Геомеханика», модифицированная в ДонГТУ. В расчетном алгоритме реализован целый комплекс моделей физического состояния пород и влияющих факторов, отсутствуют практически ограничения для дискретизации расчетной области, а свойства пород учитываются для каждого отдельного конечного элемента. Для формирования базы данных и визуализации результатов расчета в стандартах приложений Microsoft Windows разработана интерфейсная оболочка.

Моделирование начато с наиболее простой формы сечения выработки – круглой, расположенной в однородном и изотропном массиве, нагруженном вертикальными сжимающими усилиями при коэффициенте бокового распора $\lambda=0$, то есть для случая, когда разрушающие тангенциальные растягивающие напряжения на контуре выработки – максимальны. Размеры расчетной области назначены из условия затухания возмущений, вызванных выработкой, к границам расчетного фрагмента. При решении всех задач использовалась одна и та же сетка треугольных конечных элементов. Каждому элементу присвоен соответствующий тип со значениями деформационных и прочностных параметров. Для проверки адекватности численной модели распределение главных и координатных напряжений на контуре выработки сопоставлено с аналитическим решением аналогичной задачи [2]

$$\sigma_{\theta} = \gamma H [(1 + \lambda) - 2(1 - \lambda) \cos 2\theta], \quad (1)$$

где σ_{θ} – нормальные тангенциальные напряжения на контуре выработки;
 γH – вертикальная гравитационная компонента напряжений;
 λ – коэффициент бокового распора;
 θ – угловая полярная координата.

Результаты сравнения представлены на рис. 1, где демонстрируется, что при $\theta=0$ и $\theta=\pi/2$ напряжения в прямоугольных координатах при $\lambda=0$ практически совпадают с тангенциальными в кровле и боках выработки

$$\sigma_{\theta}^k = \gamma H(3\lambda - 1) \text{ и } \sigma_{\theta}^b = \gamma H(3 - \lambda), \quad (2)$$

где $\sigma_{\theta}^k, \sigma_{\theta}^b$ – нормальные тангенциальные напряжения соответственно в кровле и боках выработки.

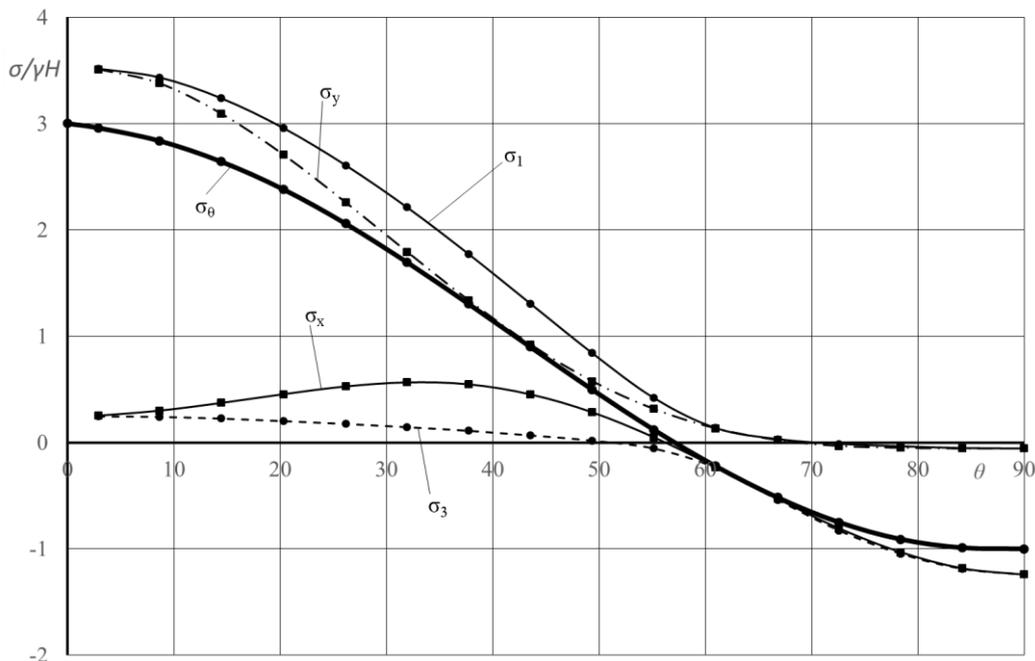


Рисунок 1 – Распределение напряжений на контуре круглой выработки до разрушения: полученные на численной модели – $\sigma_1, \sigma_3, \sigma_x, \sigma_y$; полученные по зависимости (1) – σ_{θ}

Далее решалась плоская численная задача об образовании зоны разрушения от растяжения вокруг выработки круглой формы. Сравнялось два подхода: традиционный, состоящий в определении зоны возможного разрушения путем одноразового решения задачи (метод упругого наложения) в соответствии с принятой моделью среды и пошаговый метод имитации перемещения фронта разрушения, когда каждый последующий шаг служит для формирования граничных условий последующему. Для суждения о наступлении предельного равновесия пород использовался локальный критерий ω [3], равный на контуре выработки отношению прочности пород к действующему напряжению с учетом его знака.

Потеря устойчивости контура выработки от растяжения моделировалась при $\lambda=0$ для идеальной упругопластической модели с одностадийным и многостадийным решением. Эта форма проявления горного давления реализуется при $|\omega^-| > 1 > \omega^+$. План экспериментов представлен в таблице 1, а полученные формы зоны разрушения – на рис. 2, где изображена конечно-элементная сеть с пометкой элементов, разрушившихся от растяжения при одностадийном и многостадийном процессе.

Таблица 1

Характеристика условий моделирования

Разрушение пород	Коэффициент концентрации напряжений		Прочность пород		Локальный критерий ω	
	в кровле	в боках	$\sigma_p/\gamma H$	$\sigma_c/\gamma H$	кровля	бока
Многостадийное (шесть шагов)	-1,65	2,8	1,08	10,8	-1,01	0,18
	-1,53	2,81	1,06	10,6	-1,03	0,19
	-2,77	2,82	0,76	7,6	-1,43	0,26
	-2,04	2,83	0,5	5,0	-2,17	0,4
	-3,06	2,85	0,44	4,4	-2,47	0,46
Одностадийное	-1,65	2,8	0,4 0,3	4,0 3,0	-2,71 -3,62	0,5 0,67

Серия пошаговых решений проведена путем постепенного снижения прочности с имитацией идеального хрупкого разрушения с модулем спада $M \rightarrow \infty$ за счет обнуления элементов, которые вышли в предельное состояние на предыдущем шаге. Задание таких свойств позволяет путем многократного повторения решения воспроизвести движение фронта хрупкого разрушения в глубину массива. Результаты для каждого просчета также представлялись в виде зависимостей распределения главных и координатных напряжений, и перемещений на контуре отверстия и в характерных направлениях в глубь массива. В качестве примера распределение напряжений при $\sigma_c=58,7$ МПа для конечных стадий разрушения представлены соответственно на рис. 3 и рис. 4.

При одностадийном процессе зона разрушения имеет форму овала, которую обычно принимают за свод естественного равновесия, образующийся в кровле и почве выработки. При пошаговом решении зона разрушения подобна вертикальной трещине, зародившейся при $\sigma_c=144,1$ МПа и продолжающая расти до тех пор, пока растягивающие напряжения не оказывались меньше прочности породы. Каждое последующее снижение прочности инициировало дальнейший рост трещины и уже при $\sigma_c=58,7$ МПа она распространилась значительно дальше, чем свод при залповом разрушении.

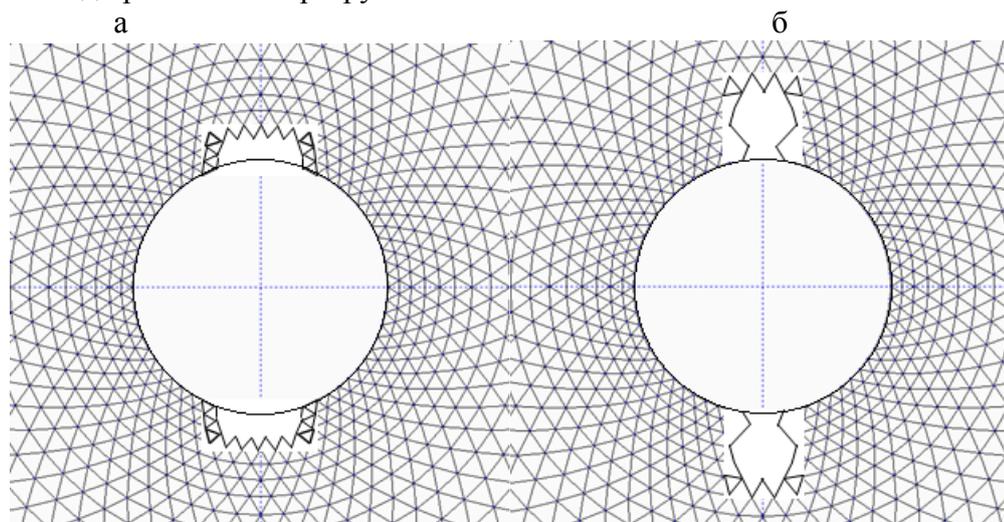


Рисунок 2 – Формы зоны разрушения от растяжения при $\lambda=0$ для круглой выработки при одностадийном (а) и многостадийном (б) процессе

Следовательно, моделирование методом конечных элементов не дает однозначного ответа на вопрос о форме и размерах зоны неупругих деформаций при разрушении от растя-

жения. Критерием истины может быть физическое моделирование, при котором в однородных и изотропных породах также получена форма разрушения в виде «бегущей» трещины.

Таким образом, основное условие моделирования методом конечных элементов про-

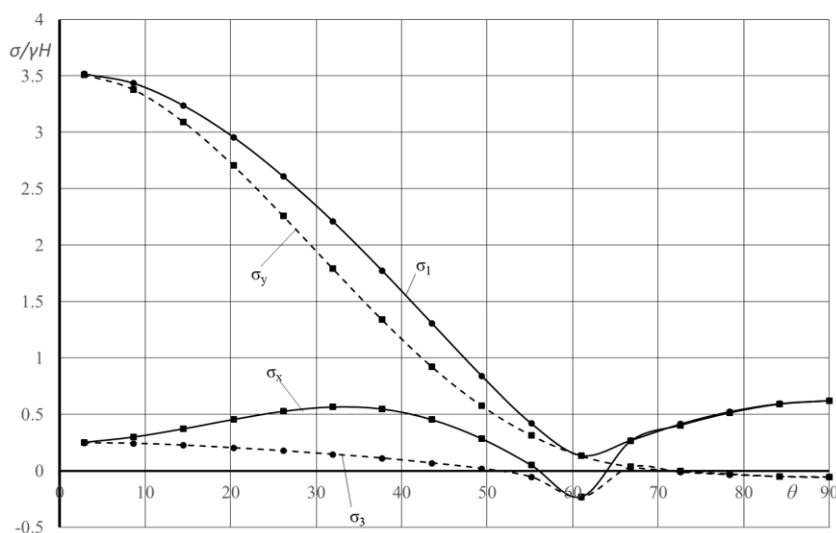


Рисунок 3 – Распределение напряжений по контуру выработки при одностадийном разрушении

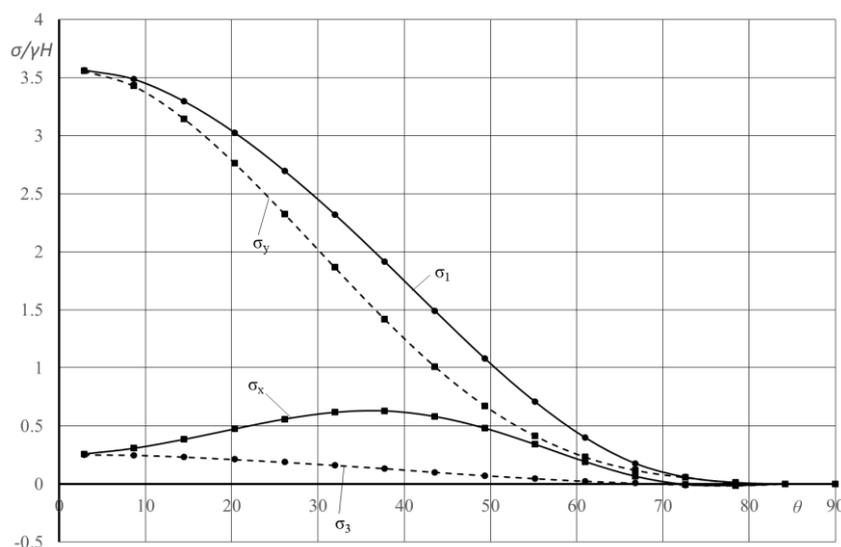


Рисунок 4 – Распределение напряжений по контуру выработки при многостадийном разрушении

явлений горного давления в выработках заключается в обеспечении максимальной адекватности компьютерной модели реальным геомеханическим процессам, протекающим в окрестности выработки. Реализация такого требования предполагает воспроизведение детальной структуры породного массива, пространственное моделирование всех конструктивно – технологических особенностей проведения выработки и возведения крепи, а также отражения в численной модели реальных диаграмм деформирования породы с учетом её взаимодействия с крепью и всей гаммы механических характеристик до предельного, предельного к за предельного поведения пород.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев -М.: Недра, 1987. – 221с.
2. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений. Учебник для вузов. / Н.С. Булычев. – М., Недра, 1982. – 270 с.
3. Литвинский Г.Г. Критерии устойчивости горных выработок при образовании зоны неупругих деформаций / Г.Г. Литвинский // Прикладные результаты исследований полей напряжений и решению задач горного дела и инженерной геологии. – Апатиты: КФ АН СССР, 1985. – С. 52-55.

УДК 69

Саїтова Олександра, студ. гр. БДб - 12-1, Іванова Г. П., к.т.н., доц., Державний ВНЗ «НГУ», Україна, м. Дніпропетровськ

КАТАСТРОФІЧНІ ЯВИЩА В ПРИРОДІ І ТЕХНІЦІ

Катастрофа за визначенням, це несподіване лихо, подія (велика аварія), що спричиняє тяжкі наслідки, руйнування.[1] Саме слово «катастрофа» в перекладі з грецької означає «переворот», «кінець», «загибель». Кожен технічний об'єкт, що руйнується з тієї чи іншої причини, можна розглядати як складну систему. На усі складні системи певною мірою впливають різні зовнішні та внутрішні чинники, що призводить до зміни її стану. Якщо сукупність факторів, які діють на систему призводить до її несподіваного руйнування, то це і

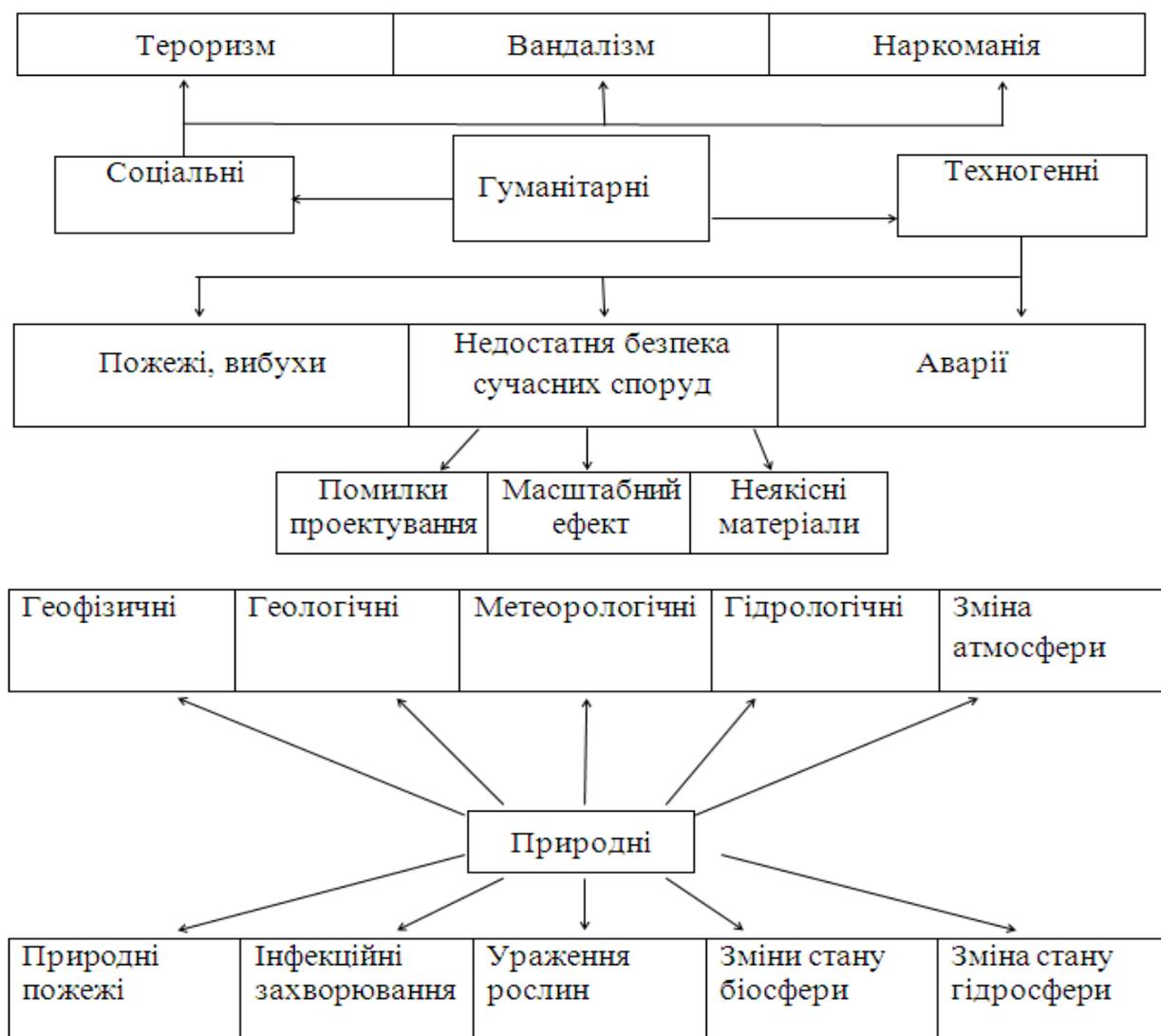


Рисунок 1 – Структура катастроф

називається у техніці катастрофічним явищем.

Людство зіштовхується з катастрофічними явищами постійно. Залежно від чинників, які їх зумовлюють, вони поділяються на природні і гуманітарні (рис. 1).

Людство зіштовхується з катастрофічними явищами постійно. Залежно від чинників, які їх зумовлюють, вони поділяються на природні і гуманітарні (рис. 1).

Одним із найнебезпечніших та непередбачуваних чинників катастроф є масштабний ефект. Усі будівлі, що проектуються, мають сталу схему побудови незалежно від висоти і розмірів конструкції. У зв'язку зі збільшенням приросту людей на Землі, збільшуються потреби у забезпеченні населення житлом. Одним із засобів вирішення цієї проблеми є можливість побудови споруд зі збільшенням їх величини, як над поверхнею землі, так і вглиб. Таким чином, інженери прагнуть вирішити проблему пов'язану зі збільшенням населення на Земній кулі. Одними із таких прикладів стали будівельні споруди дуже великих розмірів, а саме: Софит-Люкс Бурдж Халіфа – найвища будівля в ОАЕ та в світі, «Тайбей 101» - хмарочос в Тайвані та багато інших. (рис.2)

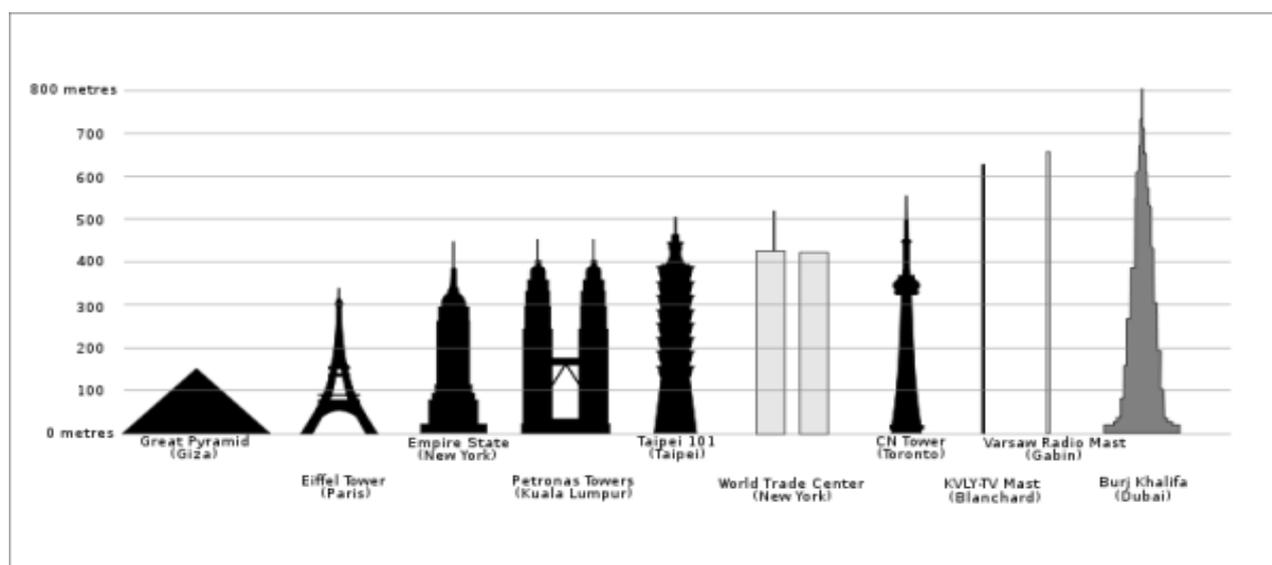


Рисунок 2 – Зростання розмірів будівель

В історії розвитку будівництва людство за останній час зіштовхується з проблемою непрогнозованої поведінки великорозмірних конструкцій, в яких можуть обвалитися або їх окремі частини, або вся будівля у будь-який момент. На цю проблему особливу увагу звернули після другої світової війни, коли двом комісіям з США та Великої Британії потрібно було в'ясувати причину великої кількості загадкових аварій та катастроф [2].

В 1938р. Вейбул, на основі статичних уявлень, припустив що масштабний ефект спричиняють внутрішні дефекти: чим більші розміри має конструкція, тим більша ймовірність зустріти там внутрішні дефекти.[3]

Першими, хто вказали на дію масштабного ефекту, як чинник виникнення катастрофічних явищ, були Дочерті та Чечулін Б.Б.. В свою чергу Чечулін вважає, що першим, хто сповістив про це світ, був Г. Шарпі, який зробив це в своїй доповіді VI конгресу Міжнародного товариства випробування матеріалів [4]. Лише праця А.П. Александрова та С.Н. Журкова (1933р.) «поклала початок зміни залежності міцності при крихкому руйнуванні від розмірів випробовуваних матеріалів»[4]. А першим, хто знайшов шлях для пояснення масштабного ефекту, був А.М. Драгомілов [4], який встановив в 1936р., що в великих зразках, при випробовуваннях їх на ламкість, тріщини проявляються раніше, ніж в маленьких. Але чому це трапляється, він таки не зміг пояснити.

Наступні дослідження показали, що не тільки характер руйнування залежить від масштабів, було виявлено ефект зменшення пластичності при збільшенні розмірів конструкції.

Отже, у ряді дослідницьких робіт було з'ясовано, що масштабний ефект ніби «поїдає» міцність всіх тіл, у міру зростання їх розмірів, і ставить під загрозу найбільш великі, а

тому й найбільш дорогі, споруди: кораблі, мости, літаки, ракети, піраміди, будівлі, підводні човни, трубопроводи і т.д

Для пошуку причини руйнування споруд науковим товариством були прийнято рішення об'єднати всі подібні аварії під загальним визначенням терміном «загадкові технічні катастрофи» - ЗТК [2]. Внаслідок багатьох експериментальних та наукових робіт було встановлено, що причиною не могли бути: ні міцність конструкцій або помилки в розрахунках, ні кваліфікація робітників, ні технологія виготовлення, ні недостатня жорсткість споруд, ні концентрації напружень або залишкові напруження, та якість зварювання або наслідки зварних робіт. Дивовижним висновком комісії стало те, що причина знаходиться в незрозумілих властивостях матеріалу та розмірах об'єктів.

Тобто ЗТК - це такі катастрофи, причини яких криються в загадкових властивостях матеріалів розмірах технічних споруд, і відбуваються раптово із найбільш великими об'єктами.

Також було встановлено в ряді експериментальних робіт, що на масштабний ефект впливають дефекти (тріщини, пори). У ході експериментів виявилось, що величина дефектів також зростає в міру зростання розмірів тіла. Тому і міцність великих об'єктів зменшується. Це означає, що на невеликій ділянці ці дефекти не є значними і майже непомітними, а от з великими об'єктами все навпаки ці дефекти є значно помітні та грають важливу роль для міцності конструкції. (рис.2)

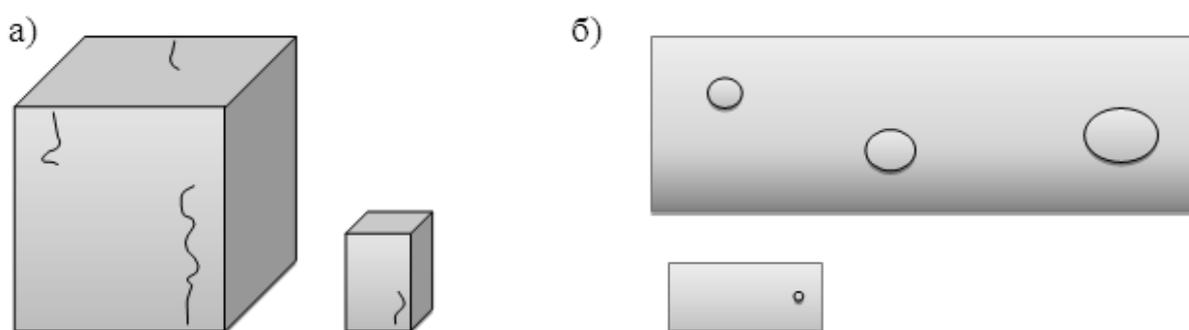


Рисунок 3 – Вплив внутрішніх дефектів і розмір тіл на їх міцність

Випробування різних матеріалів (металів, гірських порід, вугілля, бетону та ін.) показало, що на практиці часто є відхилення від закону подібності деформованих тіл. Оскільки воно проявляються під дією масштабів чи розмірів моделей на міцність матеріалів, то, причини, що обумовлюють ці відхилення називали масштабним фактором, а саме явище – масштабним ефектом.

Одним із найвидатніших вчених в області досліджень дії масштабного ефекту на гірські породи став російський вчений Койфман І.М.. Завдяки дослідженням він зумів виділити масштабний ефект першого (1) та другого роду (2). Згідно Койфману І.М. масштабний ефект першого роду, або об'ємний, пов'язаний зі структурною неоднорідністю випробуваного матеріалу і наявністю випадково розподілених за обсягом дефектів. Масштабний ефект другого роду, або поверхневий, обумовлений якістю обробки зразків та ступенем руйнування поверхневого шару [5].

Дослідження інших вчених в області впливу масштабного ефекту дозволили виділити ще два його види: площадний (зустрічається в машинобудуванні, та в більшій мірі пов'язаний з поперечними розмірами деталей) та лінійний (в сучасному будівництві більшість конструкцій збудовані зі стрижневих елементів, з'єднаних між собою, саме для стриж-

нів довжина значно більша поперечних розмірів). Саме прояви лінійного масштабного ефекту є найменш дослідженими, хоча він може проявлятися в стержньових конструкціях: естакадах, копрах, мачтах, фермах, вантово-стрижневих та змішаних системах, системах збірного типу, яких в наш час будується переважна кількість [6].

Феноменологія цього явища дуже проста: міцність будь-яких матеріалів знижується по мірі збільшення розмірів виробів або зразків з них. Десятирічні дослідження цього явища дозволили з'ясувати, що масштабний ефект - пониження міцності тіл із збільшенням їх розмірів - властивий практично всім матеріалам: металам, склу, гірським породам, льоду, полімерам, бетону, цеглі і т.д. Простіше сказати, що не виявлений жоден природний або штучний матеріал, який би не був схильний до такого явища, як масштабний ефект.

Тому можна стверджувати, що масштабний ефект - явище універсальне, загальноприродне, не залежне від виду атомів або молекул, які входять до складу матеріалу [2].

Проблема проявів масштабного ефекту є надзвичайно суттєвою для подальшого розвитку будівництва. У світі немає жодної системи чи об'єкту без дефектів, вони можуть бути на атомному чи клийстерному рівні, які людині не під силу виявити. Тому найнебезпечнішим є те, що катастрофічні явища, які викликає масштабний ефект не можливо спрогнозувати або якимось чином дослідити повною мірою. Отже, масштабний ефект має стохастичну природу. Аналіз інформації показав, дослідження проявів масштабного ефекту, особливо його лінійного різновиду, досі відсутні. Тому основна задача для подолання дії цього чинника є кваліфіковане та повне дослідження масштабного ефекту та його впливу на складні великорозмірні об'єкти.

Висновок.

1. Дія зовнішніх та внутрішніх чинників зумовлюють до зміни стану системи.
2. Масштабний ефект є найбільш небезпечним явищем, серед катастроф сучасності.
3. Масштабний ефект являє собою науково-технічну задачу, рішення якої дозволить спрогнозувати поведінку конструкції зі збільшенням її розмірів.
4. Особливу увагу слід приділити лінійному масштабному ефекту, що найбільше впливає на стрижневі елементи конструкції.

УДК 622

Яворская Е.А., к.т.н., Ковбаса В.В. студ. гр. ГИ-08-6, Государственный ВУЗ «НГУ», г. Днепрпетровск, Украина

ПРОВЕДЕНИЕ ВЕНТИЛЯЦИОННОЙ СКВАЖИНЫ НА ШАХТЕ «ЮБИЛЕЙНАЯ» ПАО «ДТЭК ПАВЛОГРАДУГОЛЬ»

В настоящее время угольная промышленность в Украине является одной из наиболее важных отраслей. Добываемый уголь является ценным энергетическим сырьем для многих промышленных предприятий страны, большая часть которых относится к энергетике и металлургии. На Украине каменный уголь является единственным энергетическим сырьем, запасов которого хватит не одно столетие. В связи с тем, что ежегодно растет потребность в электроэнергии и топливе для металлургии, растет и потребность в угле. Поэтому всегда стоял вопрос об обеспечении сырьем, предприятий, генерирующих энергию и поставляющих ее потребителю в виде электричества. Таким образом, необходимо развивать угледобывающую промышленность путем освоения новых месторождений, а также увеличением срока службы уже существующих шахт. Одних из способов увеличения срока службы уже действующих шахт является прирезка новых запасов, а для этого необходимо проведение новых вентиляционных скважин и стволов.

В 2008 году компанией «ДТЭК» была утверждена программа угледобычи, в которой было рассмотрено увеличение срока службы шахты и объемов добычи угля, а также принято решение о совместной разработке и проведении третьего блока вентиляционного ствола на шахте «Юбилейная» в тандеме с ДШПУ ОАО ГКХ «Спецшахтобурение». Таким образом, в апреле 2008 года была начата реализация проекта по проведению вентиляционной скважины №3 на шахте «Юбилейная».

Вентиляционная скважина №3 предназначена для выдачи исходящей струи из шахты. Она оборудована жесткими проводниками для навески клетового подъема, необходимого для доставки людей к месту работы и обратно, а также для доставки материалов и вывозки породы.

Скважина расположена в 5-ти километрах от шахты «Юбилейная» на окраине села Росишки, Першотравенского района Днепрпетровской области.

Строительство скважины открывает перед шахтой «Юбилейная» надежные перспективы на ближайшие 30 лет. После введения в эксплуатацию вентиляционной скважины №3, у подразделения появится возможность приступить к отработке запасов угля, сосредоточенных в восточном крыле шахтного поля и на прирезаемом участке, расположенном за Петропавловским сбросом. А поскольку шахта «Юбилейная» - градообразующее предприятие для города Першотравенска, новый объект обеспечит горожан рабочими местами.

Контролирует ход строительства рабочая группа в составе специалистов «ДТЭК» под руководством Хандрыги В.А., шахты и проектного института «Днепрпрошахт». С самого начала привели в надлежащий вид саму площадку под строительство. Она была на косогорье, поэтому пришлось снять и вывезти порядка 24 тыс. кубов чернозема. А затем грунтом из котлованов под отстойники засыпать и спланировать ее. Высота насыпи в некоторых местах достигает 1,80 м. Далее начали сооружать основные объекты.

Первым завершённым объектом здесь стала электрическая подстанция, построенная силами предприятия ООО «ДТЭК Сервис Инвест». Ее ввели в эксплуатацию в конце декабря 2011 года. Новейшая подстанция с итальянским оборудованием уже работает на собственные нужды строящегося блока. А в перспективе будет передавать резервное питание на основную площадку шахты «Юбилейная».

Около подстанции разместилась и вышка радиорелейной связи – крайне необходимый объект, здесь установлены шесть телефонов, с помощью которых можно будет держать связь с шахтой. С марта 2011 года начали бурить скважину №3. В сентябре закончили бурение, крепление и тампонаж кондукторной части скважины глубиной 121,5 м, а в октябре начали бурить основную скважину.

Бурение скважины производится буровой установкой Л-35 немецкой фирмы «Вирт». Выдача продуктов бурения в отстойные резервуары здесь проходит с применением особенной, так называемой эрлифтной технологии. Такая технология проходки скважины была выбрана, как самый приемлемый и прогрессивный способ пройти зону плывунов.

Вентиляционная скважина № 3 диаметром в свету 4,3 м пробурена на глубину 385 м и закреплена следующим образом:

- устье скважины – проходка диаметром 6,5 м до глубины 5,55 м; крепление обсадными металлическими трубами диаметром 5900x16 мм с тампонажем затрубного пространства;

- кондукторная часть – бурение диаметром 5,6 м до глубины 121,55 м; крепление обсадными металлическими трубами диаметром 5000x16 мм с тампонажем затрубного пространства;

- основная часть – бурение диаметром 4,7 м до глубины 385 м; крепление обсадными металлическими трубами диаметром 4332x16 с тампонажем затрубного пространства.

По окончании бурения скважины, ее закрепили и приступили к армировке в 2012 году. Армировка вентиляционной скважины №3 металлическая, жесткая и состоит из следующих элементов:

- коробчатых расстрелов 170*104*12 с шагом установки 4,168 м;
- четыре нитки рельсовых проводников Р43;
- две дорожки кронштейнов для подвески на пять контрольных кабелей и кабелей связи;
- одна дорожка для подвески на четыре силовых кабеля;
- станок в сопряжении скважины с горизонтом 370 м;
- перекрывающий полок.

В апреле 2012 года было начато строительство здания вентиляторной установки. Весной также были построены 4 резервуара питьевого и противопожарного водоснабжения, каждый емкостью по 250 м³. На 2012 год было запланировано оборудовать насосную станцию, где 6 насосов будут качать воду на объекты.

К концу 2013 года скважину планируют сдать в эксплуатацию.

Учитывая вышеизложенное можно утверждать, что осуществление этого проекта позволит увеличить объемы добычи, повысить уровень промышленной безопасности, продлить срок эксплуатации шахты, оптимизировать схему проветривания и транспортную цепочку.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Вестник шахтера – «Вторая жизнь «Юбилейной» строится полным ходом» от 27.02.2012; Лина Марченко
2. Сыркин П.С., Мартыненко И.А., Прокопов А.Ю., Шахтное и подземное строительство - Учеб. пособие/Юж.-Рос. гос. техн. ун-г. Новочеркасск: ЮРГТУ, 2000. 300 с.
3. <http://dic.academic.ru>

Наукове видання

ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ БУДІВЕЛЬНИХ ТЕХНОЛОГІЙ
МАТЕРІАЛИ 7-Ї МІЖНАРОДНОЇ НАУКОВО-ПРАКТИЧНОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ МОЛОДИХ УЧЕНИХ, АСПРАНТІВ І СТУДЕНТІВ
(Російською мовою)

Доповіді подано в редакції авторів.

Відповідальний за випуск С.М. Гапєєв.

Комп'ютерна верстка К.С. Причина.

Підписано до друку 17.04.2013. Формат 30x42/4.
Папір офсетний. Ризографія. Ум. друк. арк. 4,9.
Обл.-вид. арк. 4,9. Тираж 300 пр. Зам. № ____.