

АНАЛИТИКО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ

ИССЛЕДОВАНИЯ

УСТОЙЧИВОСТИ

ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК

И РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ
КРЕПЕЖНОЙ СИСТЕМЫ

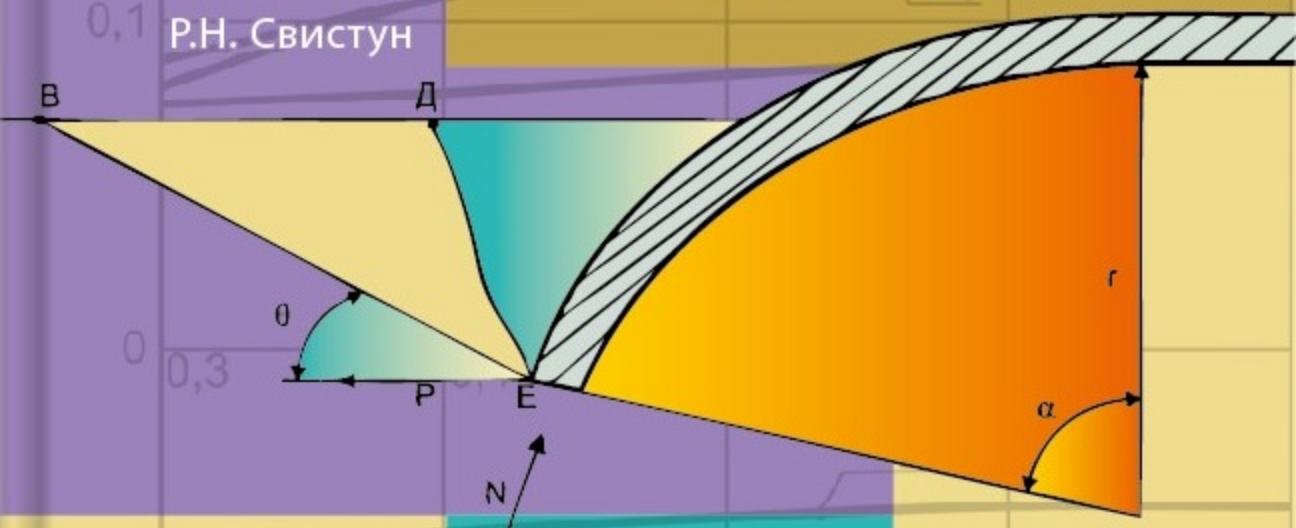
В.И. Бондаренко

И.А. Ковалевская

Г.А. Симанович

В.Г. Снигур

Р.Н. Свистун



**В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская,
Г.А. Симанович, В.Г. Снигур, Р.Н. Свистун**

**АНАЛИТИКО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ
ИССЛЕДОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ
ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК И РАСЧЕТ
ПАРАМЕТРОВ КРЕПЕЖНОЙ СИСТЕМЫ**

Монография

**Днепропетровск
ТОВ «ЛізуновПрес»
2013**

УДК 622.261.2:622.284.7
ББК 33.141
АН 64

Друкується відповідно до рішення Вченої ради Державного ВНЗ «Національний гірничий університет» (протокол №2 від 19.02. 2013 р.)

Рецензенти: В.І. Бузило, д-р техн. наук, проф.
П.І. Пономаренко, д-р техн. наук, проф.

Бондаренко В.І., Ковалевська І.А., Симанович Г.А., Снігур В.Г.,
АН 64 **Свистун Р.М.** Аналітико-експериментальні дослідження стійкості виїмкових виробок і розрахунок параметрів кріпильної системи: монографія / В.І. Бондаренко, І.А. Ковалевська, Г.А. Симанович, В.Г. Снігур, Р.М. Свистун. – Дніпропетровськ: ТОВ «ЛізуновПрес», 2013. – 178 с. (російською мовою).

ISBN 978-966-2575-23-1

В монографії викладені результати аналітичних досліджень взаємодії елементів системи «масив-кріплення» в умовах зміцнення анкерами приконтурних порід виїмкової виробки, з одного боку, та їх конструктивного зв'язку із незамкнутим рамним кріпленням, з іншого, що дозволило розробити інженерний метод розрахункових параметрів вантажонесучих елементів податливого рамно-анкерного кріплення і стійкості порід берми.

Друкується за авторською редакцією.

УДК 622.261.2:622.284.7
ББК 33.141

ISBN 978-966-2575-23-1

© Бондаренко В.І., Ковалевська І.А., 2013
© Симанович Г.А., Снігур В.Г., 2013
© Свистун Р.М., 2013
© ТОВ «ЛізуновПрес», 2013

ВВЕДЕНИЕ

Изучение процессов сдвижения горных пород вокруг подземных выработок имеет более чем вековую историю и неминуемо привело к различным точкам зрения на механизм развития проявлений горного давления и большому числу попыток его описания с конечной целью разработки методов прогноза геомеханических явлений. Многообразие представлений имеет свои истоки в чрезвычайной многогранности геомеханических явлений, зависящих от обширного числа факторов, изменяющих интенсивность своего влияния в пространстве и времени. Поэтому охватить все параметры и свойства горного массива, а также характеристики размещенных в нем искусственных сооружений практически невозможно в рамках какой-либо «единой» модели. Становление и совершенствование методов оценки и прогноза проявлений горного давления имеет свою философию в части использования математических и технических возможностей, характерных для каждого исторического этапа развития общества. В этом плане представления о геомеханических процессах развиваются по диалектической спирали, сменяя друг друга в направлении более достоверного отражения реального объекта, но вместе с тем, большинство прогнозных методов тесно связаны между собой и являются логическим продолжением друг друга.

Подземные горные выработки отличаются чрезвычайным разнообразием как по назначению и условиям эксплуатации, так и по своему конструктивному исполнению в совокупности с системами их поддержания; но, в ракурсе геомеханических процессов их объединяет ряд факторов:

- расположение в массиве горных пород, где слагающие литотипы отличаются структурными особенностями и физико-механическими свойствами;
- наличие крепежных и охранных систем, отличающихся своими геометрическими и механическими параметрами, а также различными режимами взаимодействия с приконтурными породами (например, жесткая и податливая крепь капитальных и подготовительных выработок, механизированная и индивидуальная крепь очистных забоев, охранные элементы разной деформационно-силовой характеристики – в виде костра или литой полосы и т.п.);
- влияние в той или иной степени технологических параметров ведения горных работ (например, надрработка и подработка пласта, буровзрывной и комбайновый способы проведения выработки, параметры очистных работ и т.п.).

В геомеханических моделях указанные факторы отражаются по-разному в зависимости от задач прогнозирования и степени детализации описания отдельных явлений и их параметров. Существующие на данный период возможности аналитических и численных методов решения геомеханических задач не всегда являются определяющими, так как в ряде случаев целесообразно раскрыть сущность механизма протекания геомеханического явления простыми логическими схемами, опытами и рассуждениями. При этом их результат будет представлен также лаконичными выражениями, которые легко

проанализировать и выявить рациональные соотношения параметров, например, поддержания выработки. Возникающие погрешности в вычислениях зачастую оправданы, так как усложненные модели требуют знания ряда свойств массива, значения которых сами определяются с достаточным усреднением, а некоторые – только приблизительно. Примером тому является свод предельного равновесия по проф. М.М. Протодьяконову, сформулированный на основании простейших рассуждений и опытов более века назад и часто используемый по настоящее время.

С другой стороны, современные возможности численного решения геомеханических задач весьма широки, но они дают сугубо конкретный результат в конкретной горно-геологической и горнотехнической ситуации. Не зря этот процесс называется вычислительным экспериментом; а чтобы его результат распространить на некоторую область условий ведения горных работ, необходимы многочисленные и многовариантные расчеты (сложные и продолжительные во времени) по выявлению степени влияния каждого из используемых параметров, нередко общим числом в несколько десятков и более. Таким образом, высокая степень отражения геомеханических условий не всегда приемлема с точки зрения практического использования полученных результатов для обоснования крепежных и охранных систем горных выработок. Здесь возникает философская ситуация по поиску «золотой середины» – прогнозирование геомеханических процессов в пределах допустимой погрешности, но с приемлемой для практики технологией выполнения расчетов в соответствующем подразделении любого горного предприятия.

С данной точки зрения проанализированы подходы к отражению геомеханических явлений вокруг горных выработок и в поддерживающих их крепежных и охранных системах. Этот объект исследований мы назвали для краткости система «массив-крепь», а для более всестороннего анализа она разбита на несколько основных составляющих элементов.

Первый – сам породный массив, окружающий выработку в пределах пространства, достаточного для учета основных аномалий проявления горного давления. Задача – максимально адекватно реальному объекту отразить структуру и свойства массива в пределах расчетной области.

Второй – условия эксплуатации выработки в части ее ориентировки в пространстве, срока службы, влияния предшествующих и настоящих горных работ с соответствующими аномалиями горного давления (зоны опорного давления и разгрузки) и поведением массива в этих зонах (области упруго-пластического деформирования, разупрочнения и разрушения, шарнирно-блокового сдвижения и плавного прогиба слоев без нарушения сплошности и т.п.). Требования остаются прежними – достоверное математическое и физическое описание условий эксплуатации выработки.

Третий – крепежная система подготовительных горных выработок (рамная, анкерная крепи, их комбинации и т.п.), крепь очистных забоев (индивидуальная и механизированная). Задача – адекватно отразить не только конструктивные особенности, существенно влияющие на НДС окружающего мас-

сива, но и их деформационно-силовую характеристику, а также характер взаимодействия на контакте с породным контуром.

Четвертый – охранный система выемочных выработок. Для описания ее состояния необходимо моделировать не только конструкцию и аномалии горного давления вокруг выработки, но и технологические особенности возведения, а также влияние параметров очистных работ.

В соответствии с перечисленными основными составляющими системы «массив-крепь» проведен анализ подходов к моделированию каждой из них в ракурсе поиска «золотой середины», где наиболее рационально сочетается степень достоверности отражения геомеханических процессов и доступность конечных результатов для выбора параметров ведения горных работ. При этом наиболее глубокому исследованию подвергнуты рамно-анкерные крепи горных выработок, включающие в свои конструкции различные типы анкеров, которые выполняют две основные функции: *во-первых*, упрочняют приконтурные породы, вовлекая их в работу по сопротивлению активным нагрузкам со стороны породного массива путем формирования грузонесущей породной оболочки; и, *во-вторых*, анкера, имея конструктивную связь с элементами рамной крепи, за счет усилия натяжения создают дополнительные точки опоры рамной крепи. Первая функция анкеров позволяет снизить нагрузку на раму за счет восприятия части нагрузок упрочненной породной оболочкой, а вторая функция – повысить несущую способность рамной крепи за счет снижения интенсивности поля напряжений в материале рамы с помощью реакции анкеров. В результате сочетания анкеров с рамной крепью можно создавать рамно-анкерные крепи, которые отличаются пониженной материалоемкостью при высокой несущей способности, то есть такие крепи могут с достаточной эффективностью применяться для поддержания выемочных выработок, эксплуатируемых в сложных горно-геологических условиях.

Глава 1 написана совместно с В.В. Фомичевым и В.А. Соцковым, глава 5 и §2.3 – с А.В. Вивчаренко.

Авторы выражают глубокую благодарность О.К. Маловой за подготовку рукописи к изданию.

1. ДИАЛЕКТИКА МНОГООБРАЗИЯ ПРЕДСТАВЛЕНИЙ О ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССАХ ВОКРУГ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК, ИХ ВЗАИМОСВЯЗЬ ПРИ ОБОСНОВАНИИ ПАРАМЕТРОВ ВЕДЕНИЯ ГОРНЫХ РАБОТ

1.1. МОДЕЛИРОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И СВОЙСТВ СЛОИСТОГО МАССИВА

Изначально горный массив представлялся как однородный и изотропный в бесконечном пространстве, что вполне обоснованно позволяло рассматривать задачу оценки его устойчивости в плоской постановке для протяженной выработки. Более того, зачастую массив наделялся свойствами сыпучей среды и исследовался соответствующими методами с главной целью – определить размеры областей неустойчивых пород вокруг выработки и объемы пород, формирующие своим весом нагрузку на крепь. С одной стороны, такое представление геомеханических процессов весьма идеализировано:

– *во-первых*, углевмещающий массив характеризуется слоистостью и в зоне влияния выработки размещается, как правило, несколько литологических разностей с различными механическими свойствами;

– *во-вторых*, плоскости напластования литотипов обычно являются плоскостями ослабления с прочностными характеристиками на порядок и более ниже, чем в самих контактирующих слоях, что вносит существенные изменения в поля распределения напряжений и перемещений;

– *в-третьих*, представления о массиве, как сыпучей среде далеки от реальности в областях его целостного состояния; но в областях разупрочнения такое допущение уже отчасти справедливо, а в зонах разрушения – достаточно адекватно поведению несвязного материала.

С другой стороны, в защиту рассматриваемых представлений можно отнести следующие соображения:

– вокруг выработки обычно образуются области разупрочнения и разрушения, которые и создают нагрузку на крепь; свойства пород в этих областях (как было указано выше) приближаются в определенной степени к свойствам сыпучей среды;

– области разупрочнения и разрушения локализуются, как правило, вблизи горных выработок и распространяются в пределах одного или двух-трех породных слоев, зачастую схожих по своим механическим свойствам; поэтому представление об однородном вмещающем массиве не лишено некоторого основания;

– формулы для расчета размеров областей разрушения (свод естественного равновесия в кровле, призмы сползания в боках и т.п.) предельно просты, легко поддаются анализу и распространяются на широкий круг горно-

геологических условий при минимальном количестве повсеместно употребляемых и доступных прочностных характеристик породы.

Таким образом, даже предельно идеализированные представления о поведении массива в окрестности одиночной горной выработки дают определенные результаты в плане прогнозирования проявлений горного давления.

При дальнейшем развитии представлений о геомеханических процессах в окрестности горной выработки появилась возможность (особенно с появлением и совершенствованием средств вычислительной техники и соответствующего программного обеспечения) учета строения горного массива и его свойств как в допредельной, так и запредельной стадиях деформирования. Казалось бы на современном этапе прогнозирования проявлений горного давления не существует альтернативы новейшим методам проведения вычислительного эксперимента, учитывая бурно развивающуюся компьютерную технику и постоянное появление нового уровня компьютерных программ, например Ansys. Но, накопленный опыт моделирования указывает на существование ряда проблем в отражении геомеханических процессов и возможность конкуренции со стороны классических аналитических и аналитико-экспериментальных методов. В этой связи предпримем попытку аргументации позитивных и негативных сторон сравниваемых методов по ряду основных позиций описания строения и свойств вмещающего выработку породного массива.

Моделирование макрослоистости в пределах расчетной области. В качестве позитива отметим возможности ее отражения на значительные расстояния в кровлю, бока и почву выработки с учетом: угла падения, различия механических характеристик каждого литотипа, нарушения целостности контактов по плоскостям напластований. С другой стороны, накопленный опыт показывает, что возникает ряд трудностей:

– стабильность проведения вычислительного эксперимента имеет место при упругой или упруго-пластической (билинейная диаграмма деформирования горной породы) постановках задачи; моделирование полных диаграмм деформирования породных слоев (с учетом стадий разупрочнения и разрыхления) при отображении не менее 5-6 литотипов вокруг выработки (зачастую требуется больше в соответствии с нормативными документами) дает периодические сбои в процессе вычислений и требует значительных вычислительных ресурсов; моделирование реологических свойств каждого породного слоя вообще проблематично;

– отражение нарушения контактов между слоями усложняет задачу, требует дополнительных вычислительных мощностей и повышает вероятность отказов при проведении расчетов; необходим комплекс последовательных приближений (то есть, группа расчетов) для установления границ нарушений контактов между слоями;

– моделирование даже упруго-пластических свойств в реологической постановке требует не менее 8 параметров механических свойств каждого породного слоя (трудности в их определении при лабораторных испытаниях об-

разцов горных пород), что при обычном их количестве в 5-15 литотипов обуславливает до 100 переменных характеристик, участвующих в расчетах; очевидно, для анализа влияния каждого из них и установления закономерностей связи с проявлениями горного давления необходимо проведение весьма обширного комплекса вычислительных экспериментов, что весьма трудоемко и затратно во времени.

Аналитико-экспериментальные методы, как указывалось ранее, оперируют с несколькими механическими характеристиками, чаще всего – пределом прочности на одноосное сжатие, а методики усреднения, например по СОУ 10.1.00185790.011:2007 [1] позволяют с помощью коэффициентов влияния каждого литотипа оперативно произвести расчеты смещений породного контура выработки и нагрузки на крепь.

Моделирование естественной трещиноватости близлежащего породного массива. Возможности современных компьютерных программ метода конечных элементов (МКЭ) позволяют отразить одну или несколько систем трещин в том или ином породном слое, что приближает геомеханическую модель к реальному объекту. Но, при этом возникает ряд трудностей:

– для стабильности выполнения расчетов полость трещины необходимо заполнять виртуальным материалом с минимальным значением модуля деформации (эквивалент воздушной среды) – при малом расстоянии между трещинами (менее 0,3 м) и нескольких системах трещиноватости это требует значительных вычислительных мощностей; поэтому в настоящее время возможности моделирования трещиноватости ограничены относительно небольшими объемами трещиноватого массива в окрестности выработки в пределах до 5-10 м;

– обычно в трещиноватом массиве моделируется правильная форма породных элементов в виде параллелепипедов, которые при взаимном перемещении образуют концентрации контактных напряжений, что искажает в определенной мере реальное поле напряженно-деформированного состояния (НДС) трещиноватого массива;

– достаточно успешно расчеты НДС трещиноватого массива выполняются лишь в упругой постановке, а попытки учета пластического деформирования, запредельного состояния или реологии пока не дают надежных результатов.

В аналитико-экспериментальных методах расчета влияние трещиноватости породных слоев отражается путем снижения величины сопротивления сжатию введением табличного поправочного коэффициента, зависящего от среднего расстояния между трещинами или плоскостями ослабления. Такое усреднение, безусловно, характеризуется некоторой погрешностью, но легкодоступно и быстро реализуется в расчетах; поэтому данный метод повсеместно используется в нормативных документах.

Помимо отмеченных особенностей структуры массива обводненность некоторых его литотипов оперативно учитывается соответствующим поправочным коэффициентом, снижающим значение расчетной прочности породы

на одноосное сжатие. То же применяется, как правило, и в вычислительных экспериментах со всеми последующими проблемами при анализе результатов расчетов и их распространении на некоторый диапазон горно-геологических условий.

Действие реологического фактора снижения механических характеристик породы во времени обычно интегрально учитывается введением в расчетные формулы значений длительного сопротивления сжатию и, при необходимости, длительного модуля упругости (деформации) через реологический показатель, который экспериментально определен для широкого круга горно-геологических условий.

Подводя итоги приведенным соображениям относительно существующих методов моделирования поведения массива горных пород, напрашивается неоднозначный вывод о возможности использования большинства из них в зависимости от горно-геологических условий и поставленных задач прогнозирования проявлений горного давления.

1.2. ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О РАБОТЕ КРЕПИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И МЕТОДЫ ПОИСКА РАЦИОНАЛЬНЫХ РЕЖИМОВ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С ПОРОДНЫМ МАССИВОМ

Роль и воздействие крепи на окружающий выработку породный массив также по-разному отображается в геомеханических моделях. В механике горных пород обычно выделяют три схемы расчета крепи: по заданным нагрузкам; по заданным перемещениям породного контура выработки и их комбинация. Каждый из подходов имеет свои позитивные и негативные стороны, которые рассмотрены с прежней точки зрения – поиска «золотой середины» эффективности и доступности прогнозирования проявлений горного давления.

Принципы расчета по заданным нагрузкам выделяют главную функцию крепи – восприятие веса отслоившихся приконтурных пород. Здесь стоит основная задача прогнозирования проявлений горного давления – определить размеры области неустойчивых пород, а воздействие самой крепи не принимается во внимание. Данный подход берет начало от теории свода естественного равновесия проф. М.М. Протодьяконова и сочетания свода в кровле и призм сползания в боках выработки по проф. П.М. Цимбаревичу. Высокая степень идеализации процесса взаимодействия крепи с породным массивом дала импульс к развитию и совершенствованию отмеченных представлений в направлениях:

– учета реакции крепи на изменение НДС приконтурных пород; исследования проф. В.В. Виноградова [2] показали, что так называемыми «малыми воздействиями» (реакция крепи обычно на полтора-два порядка ниже действующих в массиве напряжений) возможно вывести часть объема пород из неустойчивого состояния и снизить, тем самым, нагрузку на крепь; это поло-

жение подтверждено и развито в работах проф. Г.А. Симановича [3] (плоская задача предельного равновесия разупрочненного массива вокруг выработки) и проф. И.А. Ковалевской [4] (пространственная задача предельного равновесия);

- учета влияния режима работы крепи (жесткий, податливый и их комбинация) на изменение размеров областей неустойчивых пород, соответствующей величины нагрузки и эпюры ее распределения по контуру выработки;

- совершенствования схем определения поверхностей скольжения разупрочненных и разрушенных приконтурных пород, создающих своим весом нагрузку на крепь.

Эти направления приблизили геомеханические модели к реальному механизму формирования нагрузки на крепь и эффективным методам ее регулирования в соответствии с характером проявлений горного давления. В результате сформировался комбинированный принцип расчета по заданным нагрузкам и перемещениям, алгоритм которого реализуется в два этапа:

- рассчитывается НДС массива в окрестности горной выработки и в соответствии с выбранной теорией прочности горных пород определяются размеры областей их неустойчивого состояния;

- используя определенные схематические представления или методы статике сыпучей среды, определяются поверхности скольжения несвязного материала внутри областей неустойчивых пород с конечным результатом – расчет эпюры нагрузки на крепь по контуру выработки.

Отдельные фрагменты гипотез свода и комбинированного принципа расчета нагрузки на крепь заложены в современных руководящих документах по прогнозированию проявлений горного давления и выбору параметров крепи горных выработок. Это лишний раз подтверждает актуальность совершенствования и конкурентоспособность аналитико-экспериментальных методов отражения геомеханических процессов в сравнении с новейшими технологиями их компьютерного моделирования. Последние чрезвычайно интересны и перспективны в части повышения адекватности описания взаимодействия элементов системы «массив-крепь»:

- точное отражение реальных геометрических параметров выработки и конструкции крепи;

- моделирование реальных полных диаграмм деформирования крепежных материалов;

- адекватное описание деформационно-силовой характеристики крепи;

- определение НДС каждого элемента крепежной системы напрямую без промежуточного расчета активной и реактивной нагрузки на крепь, изгибающих моментов, нормальных и перерезывающих сил и т.п.

Вместе с тем, имеется и ряд трудностей в проведении адекватного реального условия вычислительного эксперимента:

- эпюра и величина напряжений в крепи весьма зависима от условий на контакте с породным контуром выработки: незначительные на первый взгляд изменения геометрических и механических параметров контакти-

рующих поверхностей (с учетом или без промежуточной среды) могут привести к существенным преобразованиям НДС крепи, что требует высокой квалификации исследователя при построении и расчете геомеханических моделей;

- в каждом программном продукте существует стандартный и ограниченный набор схем закрепления анкеров в шпурах, которые не всегда отражают реальный механизм взаимодействия анкерной крепи (различных конструкций) с породным массивом;

- при моделировании узлов податливости рамной крепи часто происходят сбои в процессе расчета из-за неустойчивости системы при взаимном перемещении крепежных элементов;

- расчет системы «массив-крепь» не вызывает затруднений при упругой постановке задачи; с усложнением ее физической модели (упруго-пластическое и запредельное состояния, реология, трещиноватость и т.п.) резко возрастает требуемый вычислительный ресурс и время проведения расчета, в процессе которого часто происходят сбои из-за возникновения статической неопределенности в тех или иных областях системы.

Теперь обратим внимание на технологии поиска рациональных режимов взаимодействия породного массива с крепью и выбор ее параметров в соответствии с характером проявлений горного давления. Здесь существуют принципиальные различия решения оптимизационных задач, которые можно наглядно проанализировать на примере отыскания рациональных параметров рамно-анкерной крепи аналитическими методами и с помощью вычислительного эксперимента. Сущность задачи состоит в определении координат установки анкеров (по контуру выработки) и величин их реакции на раму, при которых последняя достигала бы максимальной несущей способности при конкретной эпюре нагружения крепи.

Алгоритм реализации аналитического метода:

- для каждого участка контура рамы, где возможно появление максимального изгибающего момента (эквивалент несущей способности), составляется уравнение для его определения, используя методы строительной механики;

- формируется функция цели – минимизация всех возможных максимумов изгибающего момента, – которая записывается обычно в виде системы равенств этих максимумов по абсолютной величине;

- вводятся в систему равенств уравнения по расчету максимумов изгибающего момента на всех возможных участках их появления, и образуется система алгебраических уравнений в количестве, соответствующем количеству неизвестных параметров установки анкеров.

Решение такой системы уравнений не вызывает каких-либо математических затруднений, а при небольшом количестве анкеров (до 4-5 шт.) в сечении выработки и простых эпюрах распределения внешней нагрузки система решается аналитически. Таким образом, аналитический метод поиска рациональных параметров рамно-анкерной крепи осуществляется достаточно

оперативно и обладает общностью решения для различных горно-геологических условий.

Алгоритм вычислительного эксперимента намного затратнее по времени и возникают трудоемкости выполнения операций даже для конкретных горно-геологических условий установки рамно-анкерной крепи:

- строится геомеханическая модель и в результате последующих расчетов определяется поле распределения интенсивности напряжений в раме, максимумы которых сравниваются с пределом текучести стали;

- далее по результатам анализа НДС принимается интуитивное решение об изменении параметров размещения анкеров – строится новая модель и производится ее расчет;

- анализируются две эпюры распределения интенсивности напряжений в раме и опять-таки интуитивно намечаются пути дальнейшего изменения параметров установки анкеров;

- все построения и расчеты повторяются до момента нахождения таких параметров размещения анкеров, при которых максимумы интенсивности напряжений в раме имели бы минимальные значения, что тождественно максимальной несущей способности рамной крепи.

Очевидно, такая технология поиска рациональных конструктивных решений весьма громоздка и не гарантирует желаемого результата; кроме того, при изменении горно-геологических условий поддержания выработки, необходимо вновь повторять весь цикл вычислений.

Приведенный пример далеко не единичен при решении задач выбора рациональных параметров крепи горных выработок. Даже при определении шага установки рам необходимо, как правило, выполнить несколько расчетов, чтобы удостовериться в правильности решения.

Итоговый вывод вполне очевиден – аналитико-экспериментальные методы расчета крепи горных выработок и поиска рациональных конструктивных решений вполне конкурентны с современными технологиями компьютерного моделирования состояния крепежных систем.

1.3. ОТРАЖЕНИЕ ПРОЦЕССА ДЕФОРМИРОВАНИЯ УГЛЕВМЕЩАЮЩЕЙ ТОЛЩИ В ЗОНЕ ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

Соображения и выводы относительно конкурентоспособности классических аналитических (или аналитико-экспериментальных) методов, сформулированные для геомеханических моделей с одиночной выработкой, еще более усугубляют неоднозначность суждений при анализе подходов к отражению геомеханических процессов в зоне влияния очистных работ. Это обусловлено вовлечением в процесс сдвижения значительных объемов породного массива с разным физическим состоянием его литотипов и пространственным расположением взаимовлияющих выработок. Для моделирования

таких объектов требуются большие вычислительные ресурсы, а стабильность получения конечных результатов и их достоверность снижаются, что обоснуем по основным позициям геомеханической модели.

Первая – отражением сдвижения углевмещающей толщи в окрестности ведения очистных работ. В результате обширных геомеханических исследований сложилось целостное представление о формировании ряда аномальных зон проявлений горного давления, где изменяются структура и свойства массива:

– зоны опорного давления впереди и по бокам очистного забоя, где активизируются процессы расслоения и разупрочнения вмещающих пород;

– зона разгрузки над очистным забоем, где происходит расслоение и обрушение непосредственной кровли с интенсивным опусканием породных слоев основной кровли;

– зона разгрузки позади очистного забоя – образуется область беспорядочного обрушения с радикальным изменением структуры и механических свойств; выше формируется область шарнирно-блокового сдвижения с коренным изменением структуры кровли и, наконец, – область плавного прогиба слоев без нарушения сплошности, где действуют только значительные изгибные напряжения;

– зона стабилизации проявлений горного давления на некотором удалении от очистного забоя, где существенно изменяются только свойства области беспорядочного обрушения (консолидация массива) и в меньшей степени – размеры областей.

Моделирование вышеперечисленных структур анализируемыми методами не только принципиально отличаются друг от друга в технологическом аспекте, но имеют различную трудоемкость и продолжительность формирования рекомендаций по прогнозу геомеханических явлений.

Начнем с зоны опорного давления. В аналитико-экспериментальных методах выдвигается та или иная гипотеза о параметрах этих зон, которые выполняют роль активной нагрузки, известной наперед и заданной в соответствии с горно-геологическими и горнотехническими условиями ведения горных работ. При проведении вычислительного эксперимента зоны опорного давления формируются как бы автоматически в процессе расчета и преобразования НДС от исходного до конечного, а само изменение НДС напрямую связано с заданием начальных и граничных условий в модели массива в целом и его составляющих элементах, их свойств и параметров взаимодействия между собой. Возьмем для примера два фактора – взаимодействие на контакте литологических разностей и изменение их механических свойств в зоне опорного давления. Первый фактор отражает влияние нарушенности контакта по плоскостям напластований на параметры зоны опорного давления: здесь сразу возникает вопрос – как моделировать эту нарушенность контакта, и на какую глубину в массив? Для аргументированного ответа на поставленный вопрос необходимо провести серию вычислительных экспериментов методом последовательных приближений. На эту серию вычисле-

ний накладывается второй фактор: в процессе прогиба слоев в них возникают техногенные трещины разрыва от действия растягивающих напряжений, которые в некоторых сечениях произвольного породного слоя могут смыкаться с нарушениями от действия сжимающих изгибных напряжений и возникают магистральные трещины по всей мощности слоя. На участках, где этого не происходит, трещины разрыва все равно вносят существенные изменения в поле НДС не только данного слоя, но и близлежащих породных слоев. От координат появления трещин разрыва, а тем более магистральных трещин зависят параметры зоны опорного давления. Но, раз трещины изменяют поле НДС в расчетной области, то необходимо провести новый вычислительный эксперимент с моделированием техногенных трещин, который даст уже новое поле НДС с новыми очагами трещинообразования и так далее. То есть, метод последовательных приближений необходимо проводить уже по двум факторам одновременно, что достаточно трудоемко, а, ведь, существуют и другие факторы. Здесь мы попытались только приоткрыть трудности, возникающие при стремлении адекватно смоделировать процесс формирования зон опорного давления вокруг очистных выработок.

В зонах расслоения и разгрузки массива в районе очистных работ и в выработанном пространстве возникают трудности аналогичного характера при использовании МКЭ-моделирования:

- как задать параметры расслоения в виде граничных условий, чтобы получить в результате расчетов более-менее достоверную картинку?;

- более интенсивное трещинообразование в зависающих над выработанным пространством породных консолях существенно изменяет их устойчивую длину и, соответственно, параметры зон опорного давления и разгрузки;

- как определить размеры породных блоков в зоне шарнирно-блокового сдвига, ведь они определяются условиями нагружения породного слоя и расположением магистральных трещин?; более того, следует отобразить процесс «вторичного» дробления породных блоков и условия его возникновения;

- параметры зоны беспорядочного обрушения значительно влияют на все поле НДС вокруг очистных работ, а достоверность определения ее механических характеристик остается достаточно низкой; кроме того, можно указать на целый ряд других факторов, которые следует отразить в компьютерной модели.

В традиционных аналитико-экспериментальных методах все отмеченные трудности решаются путем выдвижения тех или иных гипотез и расчетных положений, сформулированных на базе лабораторных и шахтных исследований. Определенная степень формализации процессов сдвига углемещающего массива позволяет разработать простые выражения для расчета параметров аномальных зон вокруг очистных работ, которые легко распространить на широкий круг горно-геологических условий.

Исходя из вышесказанного, можно сделать неоднозначный вывод: моде-

лирование конкретного явления в конкретных условиях более точно и всесторонне выполняется с помощью серии вычислительных экспериментов, а обобщение и распространение на некоторую область горно-геологических условий пока успешно производится с помощью аналитико-экспериментальных методов; критерием успешности может служить факт использования результатов в отраслевых руководящих документах.

Вторая позиция – моделирование крепи очистных забоев, которая на современном этапе развития технологии горных работ практически повсеместно представлена механизированной гидравлической крепью на пологих и наклонных пластах. Изменение реакции отпора секции крепи в зависимости от величины податливости определяется рабочей характеристикой гидростоек, которая достаточно адекватно описывается двумя линейными участками: *первый* – жесткий режим работы, когда при незначительной податливости сопротивление гидростойки достигает своей максимальной величины, определяемой давлением срабатывания предохранительных клапанов в поршневых полостях гидростоек; *второй* – режим практически постоянного сопротивления (в диапазоне открытия – закрытия предохранительных клапанов) при росте податливости до конструктивной величины раздвижки гидростоек.

В аналитико-экспериментальных методах работу механизированной крепи заменяют, как правило, ее реакцией на уровне несущей способности, соответствующей режиму постоянного сопротивления, что значительно упрощает отражение процесса нагружения крепи опускающимися и обрушающимися породными слоями непосредственной и основной кровли. Поэтому расчетные выражения для оценки устойчивости лавы имеют компактную запись и легко анализируются при поиске рационального решения.

Моделирование работы механизированной крепи при проведении вычислительного эксперимента также не представляет затруднений в части отражения реальной деформационно-силовой характеристики введением билинейного графика связи реакции крепи с величиной податливости. Но, технологические особенности реализации численных методов таковы, что вводя билинейность связи напряжений и деформаций (псевдопластичность) для одного элемента геомеханической системы, мы должны рассматривать в упруго-пластической постановке уже всю задачу, что усложняет ее решение. Кроме того, для поиска рационального решения (как уже отмечалось ранее) необходимо провести серию расчетов, что увеличивает затраты времени.

Также следует отметить, что процесс передвижения механизированной крепи с перераспределением нагрузки на соседних секциях (по мере продвижения очистного забоя) чрезвычайно сложно отразить при вычислительном эксперименте, но и в аналитико-экспериментальных методах он, как правило, усредняется. Таким образом, в плане адекватности описания работы механизированной крепи, сравниваемые методы можно оценить как равноценные.

Третья позиция – отражение крепежных и охранных систем выемочных выработок, сопрягающихся с очистным забоем. Относительно моделирования крепи горных выработок ранее уже было сформулировано ряд соображений и выводов, касающихся условий поддержания выработки вне зоны влияния очистных работ. В областях распространения аномалий горного давления впереди и позади очистного забоя ситуация резко меняется, прежде всего, по интенсивности и асимметричности проявлений горного давления, связанных с более обширным распространением (в районе очистных работ) процессов сдвижения углевмещающего массива как в почву, так и в кровлю выработки.

В аналитико-экспериментальных методах учет образования геостатических аномалий, опускания и обрушения в выработанное пространство породных слоев надугольной толщи выполняется схематически (см. анализ первой позиции), а формирование нагрузки на крепь исходит из предположения появления в кровле и отчасти в боках обширной области разрушенных пород. Современные направления усиления традиционной рамной крепи выемочной выработки другими средствами крепления (опорно-анкерное крепление, канатные анкера, стойки усиления и т.п.) учитывается предельно просто – суммированием несущей способности всех крепежных элементов и сравнением с величиной нагрузки на крепь. Асимметрия нагрузки учитывается несимметричной (относительно вертикальной оси выработки) схемой установки анкеров, а также установкой традиционных стоек крепи усиления (чаще деревянных) в центральной и периферийной частях сечения выработки.

При выполнении вычислительного эксперимента все основные крепежные элементы необходимо тщательно моделировать в части адекватного отражения их геометрических, механических и силовых параметров, а также условий контакта между собой и с приконтурными породами. От качества построения расчетной модели существенно зависят поля напряжений и деформаций в крепежной системе, о чем уже упоминалось ранее. Другая сложность связана с подбором рациональной крепежной системы в соответствии с характером проявлений горного давления – необходимо провести серию расчетов НДС, чтобы выбрать ее наиболее целесообразные параметры. Здесь приходится сталкиваться с задачей многопараметрической оптимизации – необходимо, чтобы все крепежные элементы (рамная крепь, анкера, стойки усиления и т.п.) выполняли свои функции, с одной стороны, но не разрушались, с другой стороны.

Аналогичные соображения имеют место при анализе конкурентоспособности сравниваемых методов в процессе расчета и выбора рациональных параметров охранной системы выемочной выработки. В аналитико-экспериментальных методах параметры охранной системы подбираются по величине действующей на нее нагрузки; последняя определяется исходя из опять-таки схематических представлений о формировании со стороны выработанного пространства области опорного давления, обусловленной про-

цессами зависания и обрушения породных консолей по определенной высоте основной кровли в пределах зоны шарнирно-блокового сдвижения. При этом получены достаточно простые расчетные формулы, которые легко поддаются анализу в ракурсе поиска рациональных технических решений по охране выемочной выработки.

Вычислительный эксперимент требует детального отображения не только геометрических, механических и силовых параметров охранной системы, но и геомеханического процесса ее нагружения зависающими породными консолями со стороны выработанного пространства. Поиск рационального технического решения требует выполнения серии расчетов, при которых идет перебор параметров охранной системы до варианта нахождения наиболее целесообразной конструкции.

Все перечисленные выше аргументы и соображения дают пока преимущество аналитико-экспериментальным методам, которые и используются в настоящее время в действующих отраслевых нормативных документах.

1.4. ДИАЛЕКТИКА ВЗАИМОСВЯЗИ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ МЕТОДОВ ОЦЕНКИ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ЯВЛЕНИЙ ПРИ ВЕДЕНИИ ГОРНЫХ РАБОТ

Обобщая результаты анализа существующих подходов к оценке геомеханических явлений, мы неминуемо возвращаемся к некоторым категориям, которые можно назвать философскими, в частности:

– право на существование различных представлений о механизме протекания геомеханического явления, ведь все они построены на «созерцании» процесса, а уровень его обобщения в расчетных моделях диктуется развитием фундаментальных дисциплин и нуждами практики;

– в многообразии методов прогноза проявлений горного давления можно отметить качественно-количественные переходы, когда накопление результатов решения группы задач создает базу для принципиально нового подхода к оценке геомеханического явления;

– заметны также и некоторые черты развития представлений по диалектической спирали с воздействием «закона отрицания отрицания», когда базовые предельно простые схемы процесса на каком-то этапе перестают нас удовлетворять; предлагаются новые подходы с категорическим отрицанием старых; затем приходит понимание, что «новые» подходы также не отражают в должной мере геомеханическое явление – тогда происходит синтез «старого» и «нового», но на более высоком уровне моделирования процесса и т.д.

Последняя категория дает перспективу развития комбинации аналитико-экспериментальных и численных методов. На наш взгляд, существующая в настоящее время «конкретность» проведения вычислительного эксперимента по мере накопления результатов исследований неминуемо приведет в

будущем к их обобщению в разном виде, в том числе и в виде таблиц значений и графиков функций для учета того или иного геомеханического фактора при прогнозировании проявлений горного давления. А базисные представления о процессах сдвижения горного массива будут являться «скелетом», на который нанизываются закономерности учета разноплановых факторов и проявлений горного давления. В этой связи, наверное, целесообразно говорить о «сотрудничестве» и взаимном обогащении подходов к расчету геомеханических явлений, которые в совокупности способствуют обоснованию эффективных технических решений технологии ведения горных работ.

2. НЕКОТОРЫЕ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПРОВЕДЕННЫХ ГВУЗ «НГУ» ИССЛЕДОВАНИЙ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛАСТОВЫХ ВЫРАБОТОК НА ПОЛОГИХ ПЛАСТАХ ДОНБАССА

2.1. АНАЛИТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИКИ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «МАССИВ-КРЕПЬ»

Эффективное ресурсосбережение при поддержании выемочных выработок предусматривает, как правило, тесную взаимосвязь двух направлений:

- управление горным давлением посредством регулирования деформационно-силовой характеристик крепежных и охранных систем;
- упрочнение приконтурных пород в окрестности выработки с целью их вовлечения в работу по противодействию проявлениям горного давления.

Данная совокупность направлений предопределила комплекс аналитических исследований в НГУ чрезвычайно неоднородных (по геометрическим, механическим и силовым параметрам) пространственных геомеханических систем, при сооружении которых активную роль играют анкерные крепи с регулируемыми физико-механическими характеристиками. Несмотря на определенную схематизацию и идеализацию реальных геомеханических систем крепления и охраны горных выработок, ряд полученных решений имеет не только научную, но и практическую ценность.

В работе [5] получено решение актуальной научно-технической задачи повышения эффективности работы податливой трубчатой анкерной крепи ТА1 на основе разработки метода расчета ее параметров, совершенствования конструкции и технологии установки. Аналитические исследования процессов силового взаимодействия трубчатой анкерной крепи с породным массивом позволили:

- разработать математическую модель, описывающую динамику деформирования трубчатых анкеров ТА1 и вмещающего породного массива энергией взрыва, которая учитывает прочностные и деформационные свойства системы «трубчатый анкер ТА1-порода», тип и свойства заполнителя при монтаже трубной заготовки, и параметры предлагаемого заряда взрывчатого вещества (ВВ);

- определить напряженно-деформированное состояние системы «трубчатый анкер ТА1-порода»; при этом установлено, что в зависимости от соотношений деформационных и прочностных параметров системы существуют три режима взаимодействия анкера с породными стенками шпура и два типа напряженного состояния материала анкера в опасном сечении;

- предложить критерий оптимизации геометрических параметров системы «трубчатый анкер ТА1-порода», устанавливающий взаимосвязь между

поперечными размерами шпура и анкера и деформационными свойствами его материала.

Экспериментальные исследования взаимодействия системы «трубчатый анкер ТА1-порода» подтвердили, что:

- разработанная конструкция заряда ВВ позволяет повысить эффективность развальцовки трубной заготовки анкера ТА1 в 1,5-2 раза;

- рациональные соотношения прочностных, деформационных и геометрических параметров элементов системы «трубчатый анкер ТА1-порода», обеспечивающие текущее соотношение факторов прочности закрепления анкера в шпуре и прочности на разрыв его материала, обуславливают эффективное упрочнение породного массива;

- трубчатый анкер ТА1 имеет значительную податливость без потери несущей способности в отличие от железобетонных, сталеполлимерных и других анкеров, закрепляемых по всей длине шпура. При этом анкер работает в режиме постоянного сопротивления с регулируемой величиной податливости, что позволяет успешно его использовать в подготовительных и очистных выработках.

В результате разработаны инженерные рекомендации и новые технические решения:

- инженерный метод расчета основных параметров трубчатого анкера ТА1 и массы заряда ВВ;

- конструкция снаряженной ВВ заготовки трубчатого анкера ТА1, которая испытана в МакНИИ на безопасность применения в шахтах, опасных по газу и пыли;

- апробированная и внедренная в шахтных условиях технология взрывного способа изготовления и установки трубчатых анкеров;

- крепь сопряжения выемочных штреков, включающая трубчатые анкера и рамную крепь, соединенные шарнирно-податливыми связями, которая имеет повышенную несущую способность за счет перераспределения усилий пропорционально несущей способности составляющих ее элементов;

- насадка к прибору для контроля трубчатой анкерной крепи, позволяющая более достоверно определять несущую способность трубчатого анкера.

Опытно-промышленные испытания и внедрение трубчатых анкеров ТА1 показали высокую их эффективность при упрочнении сопряжений выемочных штреков с лавами в сравнении с широко применяемыми конструкциями железобетонных и сталеполлимерных анкеров: несущая способность повышается в 1,5-2 раза, металлоемкость снижается до 35%, а трудоемкость изготовления и установки на 40-60%.

Решение научно-технической задачи о разработке и внедрении новых маломатериалоемких конструкций анкерных и комбинированных крепей горных выработок и методов расчета их рациональных параметров, обеспечивающих повышение устойчивости подземных выработок за счет более полного использования несущей способности приконтурного породного массива, выполнено в работе [6] с получением следующих основных научных и

практических результатов:

1. Создан метод расчета многослойных крепей с анкерами, учитывающий неравномерный характер распределения нагрузки как в поперечном, так и продольном сечениях выработки. Исследования показали существенное влияние воздействия усилий натяжения анкеров на изменение поля напряжений в крепи и выявили достаточную эффективность управления напряженным состоянием материала крепи с помощью анкеров в направлении повышения ее несущей способности.

2. На базе разработанного метода получены уравнения, позволяющие определять рациональные параметры установки анкеров в зависимости от горно-геологических условий сооружения выработки, геометрических и механических параметров многослойной крепи.

3. Разработан метод расчета рациональных параметров анкера с эластичным замком. Анализ напряженно-деформированного состояния эластичного замка позволил сделать вывод о целесообразности применения легкодеформирующихся материалов для его изготовления. На базе данных исследований подобрана рациональная рецептура состава резиновой смеси на основе серийной резины марки 7-326.

4. Разработана конструкция анкера с распорным эластичным замком, который выгодно отличается от других конструкций возможностью работы в режиме практически постоянного сопротивления с большой величиной податливости.

Теоретическое обобщение и решение проблемы создания системного подхода к разработке и расчету крепи горных выработок на основе разработки методов управления режимами взаимодействия элементов системы «массив-крепь», обеспечивающих необходимую устойчивость подземных выработок, получено в работе [3]. Основные научные и практические результаты работы заключаются в следующем:

1. Разработана методология подхода к созданию и выбору рациональных параметров крепей горных выработок на основе увязки в единой системе деформационно-силовых характеристик массива и крепи через группу критериев оптимизации параметров их состояния.

2. Создан комбинированный метод прогноза проявлений горного давления, сочетающий решение контактной задачи о взаимодействии породного массива с крепью горной выработки и исследование устойчивости предельного состояния приконтурного массива, отличающийся от известных методов тем, что его вторая часть основана на теории устойчивости породных обнажений, лишена гипотетических предпосылок о форме зоны обрушения в приконтурном массиве и учитывает неосесимметричный характер распределения реакции крепи по ее периметру.

3. Предложены критерии оптимизации режимов взаимодействия системы «массив-крепь»: критерий формирования минимальной нагрузки на крепь предполагает рассмотрение процесса взаимодействия элементов системы в трехмерной постановке, где третьим измерением является периметр крепи

горной выработки: критерий равнопрочности крепи формулирует методологию снижения интенсивности поля напряжений в ее материале с помощью управляющих элементов.

4. Исследование устойчивости предельного состояния породного массива в окрестности горной выработки позволило получить на основе методов корреляционно-дисперсионного анализа уравнения связи размеров зоны обрушения и нагрузки на крепь от веса пород этой зоны с функцией распределения реакции крепи по контуру выработки. Эти зависимости совместно с критерием формирования минимальной нагрузки на крепь позволяют выполнить оптимизацию режимов взаимодействия системы «массив-крепь» в замкнутом виде. При этом установлено, что вид функции распределения минимальной нагрузки на крепь по ее периметру отличается достаточным постоянством и в малой степени зависит от используемого в комбинированном подходе решения контактной задачи и характеризуется следующими параметрами: отношение нагрузки в боках и почве выработки по отношению к нагрузке в кровле составляет 0,40-0,45 и 0,15-0,20, соответственно.

5. Разработан общий для основных конструкций беззамковых анкеров механизм взаимодействия с породными стенками шпура как в период их установки, так и в процессе дальнейшей работы по упрочнению породного массива в окрестности выработки. Модель расчета напряженно-деформированного состояния системы «беззамковый анкер-порода» позволила установить связь поля напряжений в системе с ее геометрическими и механическими параметрами. При этом показано, что нарушение контакта анкера с породными стенками шпура может быть вызвано действием как касательных напряжений по поверхности контакта, так и осевых растягивающих напряжений в породных стенках шпура, что не учитывалось ранее из-за отсутствия трехмерной постановки задачи. Анализ результатов аналитических и экспериментальных исследований позволил разработать метод расчета основных параметров беззамковой анкерной крепи.

6. Оценены условия применения анкера совместно с рамной крепью и выявлена область рационального использования рамно-анкерной крепи в подготовительных выработках. На основе исследования работы рамно-анкерной крепи при различных видах нагружения с использованием критерия равнопрочности крепи даны рекомендации по определению рациональных параметров установки анкеров (координаты установки и величина реакции воздействия на раму) для наиболее широко применяемых в Западном Донбассе типоразмеров рамной крепи.

7. Разработаны новые конструкции рамных, рамно-анкерных и монолитных крепей, обеспечивающих повышение устойчивости горных выработок в сложных горно-геологических условиях. Это достигается за счет введения в конструкции крепей управляющих элементов (анкера, опорные плиты со стопорными стенками, шарнирно-податливые узлы, деформационно-осадочные швы и т.п.), позволяющих управлять режимом работы крепи в соответствии с характером проявления горного давления.

8. Разработаны новые конструкции средств механизации процессов возведения охранных элементов горных выработок из твердеющих смесей, позволяющие добиваться повышения прочностных свойств материала отвердевшей смеси и увеличения, тем самым, несущей способности возводимых сооружений.

Решение проблемы интенсификации процессов упрочнения приконтурного породного массива для реализации ресурсосберегающей технологии повышения устойчивости подземных горных выработок выполнялось в работе [4] на базе пространственного подхода к оптимизации режимов взаимодействия триединой системы: вмещающего выработку породного массива, упрочненных приконтурных пород и крепи. При этом получены следующие научные и практические результаты:

1. Современные ресурсосберегающие технологии повышения устойчивости горных выработок предполагают упрочнение приконтурного породного массива в основном анкерами с образованием грузонесущей конструкции, включающей различные типы поддерживающей крепи. Особенностью такой возводимой конструкции является неоднородность не только в поперечном, но и продольном сечениях выработки ее геометрических, механических и силовых параметров, что предопределило:

– обязательное рассмотрение грузонесущей конструкции в пространственной постановке;

– произвольную пространственную изменчивость реакции подсистемы «упрочненные породы-крепь».

2. Выявлено влияние пространственных колебаний реакции подсистемы «упрочненные породы-крепь» на устойчивость пород внутри зоны предельного равновесия, что обусловило пространственную постановку при разработке метода прогноза проявлений горного давления, который позволил:

– установить связь размеров зоны неустойчивого равновесия пород вокруг выработки с эпюрой реакции подсистемы «упрочненные породы-крепь»;

– определить зависимость пространственной эпюры нагрузки от веса пород зоны неустойчивого равновесия с пространственной эпюрой реакции подсистемы;

– установить область соотношения параметров системы «массив-упрочненные породы-крепь», когда целесообразно регулировать размеры зоны неустойчивого равновесия пород с помощью реакции подсистемы;

– определить область соотношения параметров системы, при которых необходимо учитывать колебания вдоль выработки реакции и нагрузки на подсистему «упрочненные породы-крепь».

3. Разработан пространственный подход к оптимизации режимов взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь», основанный на:

– сформулированных в четырехпараметрической постановке критериях оптимизации двух факторов формирования нагрузки на подсистему «упрочненные породы-крепь»: разуплотнение и увеличение в объеме вмещающего выработку породного массива и обрушение пород внутри зоны предельного

равновесия;

– созданных в четырехпараметрической постановке критериях выбора рациональной деформационно-силовой характеристики подсистемы «упрочненные породы-крепь»;

– аналитически установленном факте колебаний в «противофазе» нагрузки на подсистему «упрочненные породы-крепь» и ее реакции, что негативно влияет на устойчивость выработки, так как в сечении с минимальной реакцией подсистемы на нее действует максимальная нагрузка. Для нейтрализации этого факта разработаны в пространственной постановке функции цели оптимизации режимов взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь».

4. На базе фундаментальных положений механики твердого деформируемого тела с использованием математического аппарата теории возмущений разработан обобщенный метод расчета напряженно-деформированного состояния подсистемы «упрочненные породы-крепь» с произвольным распределением ее геометрических, механических и силовых параметров в пространственной постановке, что позволило:

– описать особенности практически всех современных типов крепей, в том числе, работающих с упрочнением приконтурных пород анкерами;

– доказать, что переменные геометрические, механические и силовые параметры подсистемы должны использоваться в качестве инструмента для управления ее напряженно-деформированным состоянием;

– сформулировать группу критериев достижения равнопрочности подсистемы «упрочненные породы-крепь», позволяющих повысить ее несущую способность без увеличения материалоемкости.

5. Создана комплексная пятиэтапная схема оптимизации взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь», реализующая одновременно условия адаптации грузонесущей конструкции «упрочненные породы-крепь» к характеру проявлений горного давления и условия равнопрочности самой конструкции в пространственной постановке, что явилось методологической основой для:

– создания метода расчета рациональных параметров упрочнения приконтурных пород анкерной крепью, учитывающего пространственные колебания нагрузки со стороны породного массива;

– определения области возможного приведения в полное соответствие (полная адаптация) эпюры нагрузки на упрочненный анкерами приконтурный породный слой и эпюры его реакции в зависимости от геомеханических условий сооружения выработки;

– установления области возможного применения анкеров как самостоятельного вида крепи горных выработок, то есть условий, когда преобразование напряженно-деформированного состояния приконтурных пород с помощью реакции системы анкеров создает грузонесущую конструкцию, способную выдерживать прогнозируемую нагрузку;

– разработки метода расчета рациональных параметров рамно-анкерной

крепей, обеспечивающих ее равнопрочность, с одной стороны, и максимально возможную пространственную адаптацию к характеру проявлений горного давления с другой стороны.

Выбору рациональных параметров технологической схемы крепления и охраны выемочных штреков искусственными полосами переменной жесткости, обеспечивающей эффективное ресурсосбережение при бурошнековой выемке тонких и весьма тонких угольных пластов, а также сокращение потерь угля за счет его извлечения из ранее оставленных охранных целиков, выполнена работа [7], научные и практические результаты которой состоят в следующем.

1. Обоснована целесообразность применения способа охраны повторно используемых выемочных штреков искусственными полосами переменной жесткости для технологии бурошнековой выемки тонких и весьма тонких угольных пластов.

2. Разработан и обоснован принцип выбора рациональных параметров конструктивно-технологической схемы крепления и охраны выемочных штреков, основанной на рассмотрении ее отдельных элементов как единой взаимовлияющей системы, в которой геометрические и механические параметры охранной полосы переменной жесткости являются инструментом для формирования благоприятной (с точки зрения устойчивости выработки) эпюры нагрузки на крепь.

3. Установлено, что арочная податливая крепь с циркульным сводом имеет максимальную несущую способность при соотношении вертикальной и боковой нагрузок в диапазоне $\beta = 2...3$, который практически постоянен для большинства типовых сечений выработок.

4. Исследование деформирования податливой части охранной полосы с учетом поэтапного скола призм скольжения и сопутствующего перераспределения нагрузки от веса пород зоны неустойчивого равновесия показали, что достижение рационального соотношения β нагрузок на крепь обеспечивается относительной шириной податливой части полосы в интервале $\frac{L_{II}}{m} = 0,5...0,9$ при угле внутреннего трения ее материала $\psi_{II} \leq 30^\circ$ (здесь m – мощность пласта).

5. Регулирование угла внутреннего трения ψ_{II} податливой части охранной полосы обеспечивается вводом требуемого количества поризатора в песчано-цементную твердеющую смесь, связывающую бутовый камень. Полученная зависимость рецептуры твердеющей смеси и угла внутреннего трения ψ_{II} отвердевшего камня указывает на возможность его изменения в интервале $\psi_{II} = 10^\circ...30^\circ$ при введении поризатора в количестве 1-4% от объема портландцемента марки М400 при песчано-цементном отношении

$$\frac{\Pi}{Ц} = \frac{3}{1} \text{ и водоцементном } - \frac{В}{Ц} = 0,4.$$

6. Разработанный метод оценки размеров зоны разгруженных пород вокруг выработки при ее охране полосами переменной жесткости и эпюры нагрузки, формирующейся весом неустойчивых пород, указывает на реальную возможность безремонтного поддержания выработки при бурошнековой выемке рамной податливой крепью из спецпрофиля СВП-22...33 со стандартным шагом установки $l_p = 0,5...1,2$ м.

7. Расчет жесткой (опорной) части охранной полосы на прочность показывает, что для типовых сечений выработок при расчетной ширине податливой части полосы на глубинах разработки $H = 300...600$ м рациональная

относительная ширина жесткой части колеблется в интервале $\frac{L_{жк}}{m} = 1...1,5$

при использовании песчано-цементной твердеющей смеси состава $\frac{\Pi}{Ц} = \frac{3}{1}$ и

$$\frac{B}{Ц} = 0,4.$$

Доведены до практического использования сформулированные критерии увязки деформационных параметров крепи и охранных полос переменной жесткости.

Обоснование задачи повышения эффективности упрочнения слабых приконтурных пород горных выработок трубчатой анкерной крепью ТА2 получены на базе закономерностей регулирования напряженно-деформированного состояния системы «трубчатый анкер ТА2-породные стенки шпура», которое обеспечивает податливый режим работы системы со стабильной максимально возможной реакцией сопротивления горному давлению. Аналитические и экспериментальные исследования позволили получить следующие результаты.

1. Установлено, что в слабых горных породах, характеризующихся интенсивным развитием смещений породного контура выработки (500-1000 мм и более) и нагрузки на ее крепь (до 300-500 кПа), анкера должны обладать постоянно высокой реакцией сопротивления до 150-250 кН на протяжении всего периода их податливости порядка 200-500 мм, иногда более. Таким требованиям в наибольшей степени отвечают конструкции трубчатых анкеров, деформационно-силовая характеристика которых близка к режиму постоянного сопротивления при значительных потенциальных возможностях упрочненного взрывом материала анкера.

2. При упрочнении слабых горных пород установлено несоответствие высокой прочности на разрыв существующих конструкций трубчатых анкеров и прочности их закрепления в шпуре, что обусловлено эффектом поперечного сужения анкера под осевой нагрузкой и ослабления контакта с породными стенками шпура. Для нейтрализации данного негативного эффекта обоснован метод управления процессом взаимодействия системы «трубчатый анкер ТА2-породные стенки шпура» с помощью регулируемых механических

характеристик материала заполнителя внутренней полости анкера, который построен на базе комплекса аналитических и экспериментальных лабораторных и шахтных исследований.

3. Разработана методика расчета напряженно-деформированного состояния системы «трубчатый анкер ТА2-породные стенки шпура», учитывающая наличие заполнителя и его воздействие на поле напряжений в системе.

4. В соответствии с комплексом критериев оптимизации поля напряжений в системе «трубчатый анкер ТА2-породные стенки шпура» создана аналитическая методика расчета рациональных параметров системы, обеспечивающая максимально возможную реакцию сопротивления трубчатого анкера ТА2. Численный анализ расчетных выражений показал, что для слабых горных пород достаточно развития давления на внутреннюю поверхность металлической трубы до 40 МПа, которое может быть реализовано заполнителем на основе песчано-цементного раствора с добавкой расширяющегося портландцемента (РПЦ).

5. Лабораторными испытаниями механических характеристик песчано-цементного камня, полученного на основе наиболее широко применяемого портландцемента общестроительного назначения марки ПЦ П/Б-Ш-400, установлен диапазон требуемого содержания РПЦ до 30% от общего веса вяжущего, обеспечивающего максимальную реакцию трубчатого анкера ТА2 в слабых породах.

6. Корреляционно-дисперсионный анализ результатов лабораторных испытаний позволил установить связь состава песчано-цементного камня с его механическими характеристиками (коэффициент объемного расширения K_3 , предел прочности на одноосное сжатие $\sigma_3^{сж}$, модуль деформации E_3 и коэффициент Пуассона μ_3) во времени t твердения. Весьма интенсивный рост параметров K_3 , $\sigma_3^{сж}$ и E_3 в первые сутки твердения обеспечивает активную работу анкера ТА2 сразу после его установки. Соотношение функций $K_3(t)$, $\sigma_3^{сж}(t)$ и $\mu_3(t)$ таково, что обеспечивается целостность заполнителя на протяжении всего периода t его твердения. На основе выявленных закономерностей разработана методика выбора рациональных составов твердеющей смеси заполнителя анкера ТА2.

7. Шахтные исследования деформационно-силовой характеристики трубчатого анкера ТА2 показали ее адекватность наиболее эффективному в слабых породах режиму постоянного сопротивления с колебаниями реакции $\pm (5-7)\%$ в процессе податливости. Подтверждена целесообразность применения заполнителя в конструкции анкера ТА2: его реакция сопротивления в слабых породах возросла в 2-3 раза (иногда более) по сравнению с аналогичными размерами анкера ТА1 (без заполнителя). Установлено удовлетворительное для практики соответствие (как правило, не более 10%) экспериментальных и расчетных значений реакции анкера ТА2, что учтено в инже-

нерной методике поправочным коэффициентом.

Основные научные и практические результаты работы [8] заключаются в следующем:

1. Установлены закономерности обрушения пород кровли пласта подработанного сближенными тонкими пологими пластами при традиционной и бурошнековой технологиях, состоящие в обрушении пород мелкими кусками и большими глыбами определенной формы и размеров и образование пустот куполообразной формы.

2. Разработан аналитический и графический метод расчета межскважинных целиков на основе критерия первого предельного состояния по допускаемым напряжениям с учетом соотношения высоты целика к его ширине, а также метод расчета опорных целиков на основе критерия второго предельного состояния по допускаемым нагрузкам, когда весь объем целика находится в состоянии предельного равновесия.

3. Разработан и обоснован принцип расчета межскважинных целиков, отличающийся условием его устойчивости при бурении первой от угольного массива скважины и раздавливанием при отходе фронта очистных работ; при этом минимальная и максимальная нагрузки на межскважинные целики рассчитываются из условия формирования свода естественного равновесия в пределах пролета между опорными целиками.

4. Усовершенствована технология бурошнековой выемки подработанных тонких пластов путем нарезки опорных и межскважинных целиков разной ширины, которая в опорных целиках в три и более раза больше, чем у межскважинных, а ширина последних является величиной переменной и возрастает нелинейно по мере удаления очистного забоя от последнего опорного целика.

5. Установлено, что рациональное значение минимально допустимой ширины межскважинных целиков непостоянно в пределах пролета l_3 между опорными целиками. Поэтому целесообразно принимать ширину межскважинного целика до 0,20-0,25 м при $l_3 \leq 10$ м, а при $l_3 > 10$ м ширину последующих целиков следует определять по разработанным номограммам. Оставление межскважинных целиков переменной ширины позволяет сократить потери угля при бурошнековой выемке 10-15%.

6. Сформулирован и математически описан критерий выбора рациональных параметров бурошнековой выемки на базе условия минимальных потерь угля. Выявлена взаимосвязь потери угля от расстояния между опорными целиками; при этом установлено наличие минимума потерь угля при определенных значениях расстояния между опорными и межскважинными целиками. В зависимости от геометрических параметров технологии бурошнековой выемки и механических характеристик угля и пород кровли пласта рациональное значение шага опорных целиков изменяется в пределах от 10 до 20 м.

В работе [9] выполнено научное обоснование актуальных технических разработок по совершенствованию технологии тампонажа закрепного про-

странства горных выработок, обеспечивающей повышение их устойчивости в сложных горно-геологических условиях при одновременном снижении материальных затрат путем управления напряженно-деформированным состоянием образованной крепи в направлении достижения равнопрочности всех ее несущих элементов.

Основные научные и практические результаты работы заключаются в следующем:

1. Обоснована и доведена до промышленного внедрения конструктивно-технологическая схема тампонажа закрепного пространства горной выработки, основанная на возведении тампонажной оболочки переменной деформативности по контуру крепи, что позволяет обеспечить равнопрочность всех основных грузонесущих ее элементов.

2. Анализ напряженно-деформированного состояния трехслойной крепи (образованной при тампонаже закрепного пространства) с переменной по контуру деформативностью выявил существенную зависимость поля напряжений во всех слоях крепи от функции распределения модуля деформации $E_T(\theta)$ тампонажного слоя. Получены корреляционные зависимости для расчета максимумов тангенциальных напряжений как определяющих при прочностном расчете слоев и крепи в целом.

3. Изменяя величину и характер распределения модуля деформации тампонажного слоя можно добиться равнопрочности трехслойной крепи, при которой она достигает своей максимальной несущей способности. На основе усовершенствованного критерия равнопрочности трехслойной крепи впервые получены зависимости по расчету рациональной функции распределения модуля деформации тампонажного слоя по контуру крепи.

4. Установлено, что при параметрах упрочненного породного слоя $\sigma_{II} \sigma_{сж} \geq 35..40$ МН/м преобладающая часть внешней нагрузки воспринимается этим слоем крепи; поэтому в данных условиях целесообразно устанавливать облегченную рамную крепь, необходимую, главным образом, для выполнения технологических функций процесса тампонажных работ и использования в качестве ограждающей крепи, что существенно снижает ее материалоемкость.

5. Разработан оперативный графический метод расчета несущей способности равнопрочной трехслойной крепи, а также рекомендации по выбору рационального состава тампонажного раствора в своде и боках крепи в зависимости от прочностных и деформационных свойств пород вокруг выработки, ее геометрических параметров и неравномерности нагружения крепи.

6. Обоснована рациональная величина давления нагнетания тампонажного раствора в пределах 0,2-0,3 МПа при наиболее широко используемом шаге установки рамной крепи $L = 0,7...0,8$ м.

7. Установлен характер влияния величины отставания тампонажных работ от проходческого забоя на величину и характер проявлений горного давления и глубину упрочнения приконтурных пород; при этом рациональ-

ное расстояние отставания места производства тампонажных работ от проходческих колеблется в пределах 30-33 м.

8. Разработана инженерная методика выбора рациональных параметров тампонажа закрепного пространства горных выработок, обеспечивающих в конкретных горно-геологических условиях достижение максимальной несущей способности трехслойной крепи за счет подбора требуемого состава тампонажного раствора, переменного по контуру выработки.

Подытоживая выполненный анализ аналитических исследований следует отметить, что попытка описания геомеханических систем, имеющих существенную неоднородность геометрических и механических параметров ее элементов, приводит к чрезвычайной громоздкости конечных уравнений (как правило, в виде рядов с достаточно большим количеством удерживаемых членов) и необходимости численных методов их решения, а для получения зависимостей в замкнутом виде приходится прибегать к корреляционно-дисперсному анализу обширного массива дискретных расчетов.

Поэтому, с развитием вычислительной техники все более перспективными представляются численные методы исследования геомеханических систем (методы конечных, граничных, дискретных элементов и т.п.) со сложной пространственной геометрией и существенной механической неоднородностью входящих элементов.

2.2. КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «МАССИВ-КРЕПЬ»

По исследованиям НДС на стадии допредельного деформирования элементов системы «массив-крепь» получены следующие результаты [10]:

1. Для условий Западного Донбасса обоснован весь комплекс исходных геомеханических и горнотехнических параметров для максимально достоверного компьютерного моделирования процессов деформирования неоднородного углевмещающего тонкослоистого породного массива в окрестности пластовых подготовительных выработок. Размеры модели выбраны с учетом незначительного влияния выработки на ее границах, где выполняются исходные негидростатические условия распределения вертикальных σ_y и горизонтальных σ_x компонент напряжений. Доказано, что при слабых связях между соседними слоями действующие касательные напряжения τ_{xy} их разрушают и породные слои деформируются по плоскостям напластования как независимая друг от друга система. Этот фактор существенно изменяет поле напряжений и учтен в разрабатываемых моделях. Проведенное тестирование моделей на предмет соответствия результатов расчета классическим представлениям о механизме сдвижения слоистого массива в окрестности выработки подтвердили возможность их использования для изу-

чения геомеханических процессов.

2. Для условий Западного Донбасса по стратиграфическим колонкам рабочих угольных пластов построено три наиболее характерных структуры углевмещающей толщи, анализ поля напряжений в которых позволил с достаточной для горнотехнических расчетов точностью обосновать единую усредненную структуру, погрешность которой не превышает 10% во всем диапазоне изменения геомеханических параметров вмещающего массива.

3. Оценено влияние деформационных характеристик близлежащих к пластовой выработке породных слоев на напряженно-деформированное состояние элементов системы «массив-крепь» в условиях допредельного деформирования. Установлено, что несмотря на различные соотношения деформационных характеристик близлежащих породных слоев в кровле и почве пластовой выработки размеры зон предельного состояния (в основном от действия растягивающих напряжений σ_x и σ_y) достаточно стабильны и охватывают два породных слоя в кровле и один слой в почве. В боках штрека наблюдается ярко выраженная область опорного давления, которое способствует развитию зоны предельного состояния от действия сжимающих напряжений.

Максимумы приведенного напряжения σ в рамной крепи, определяющие ее несущую способность, существенным образом зависят от соотношения модулей деформации близлежащих породных слоев: снижение σ происходит в случае залегания в непосредственной кровле хотя бы одного породного слоя повышенной жесткости.

4. Установлены закономерности и получены уравнения регрессии связи размеров зоны предельного состояния неоднородного слоистого массива в окрестности пластовой выработки с глубиной ее расположения, расчетной прочностью породы на сжатие и модулями деформации породных слоев. Установлено, что влияние модулей деформации породных слоев на размеры зоны предельного состояния распространяется до 20-25% при диапазоне изменения, характерном для условий Западного Донбасса.

5. На напряженное состояние рамной крепи деформационные характеристики породных слоев оказывают более существенное влияние, превышающее иногда 100%.

Размеры зоны предельного состояния пород почвы выработки указывают на то, что выбор рациональных параметров анкерного упрочнения почвы должен производиться по схеме совместного их деформирования на основе анализа и оптимизации НДС системы «массив-крепь».

По исследованиям НДС на стадии предельного и запредельного деформирования элементов системы «массив-крепь» [11] получены следующие результаты:

1. Установлено, что предельное (запредельное) состояние системы «массив-крепь» может наступить в различных областях каждого из слагающих ее элементов. Поэтому выполнено обоснование полных диаграмм деформиро-

вания всех составляющих элементов системы, включая стадию разрыхления каждого из породных слоев и угольного пласта.

2. Различные сочетания распределения прочностных и деформационных характеристик по каждому из близлежащих породных слоев обуславливают разную степень их влияния на изменение поля напряжений и перемещений с ростом глубины H расположения выработки. Определяющим фактором является вид состояния близлежащих породных слоев при конкретной величине параметра H : допредельное, предельное, запредельное.

3. При повышенных прочностных характеристиках близлежащих породных слоев их частично допредельное состояние предопределяет связь напряжений и перемещений с параметром H , близкую к линейной; колебания деформационных свойств породных слоев в интервале $E_i^{K,II} = (0,3...1) \cdot 10^4$ МПа изменяют напряжения до 55%, а величину перемещений до 131%.

4. При пониженных прочностных характеристиках близлежащих породных слоев зависимость НДС массива от параметра H становится нелинейной с наступлением предельного состояния хотя бы одного из слоев, а в запредельном состоянии интенсивность роста перемещений многократно увеличивается, а напряжений уменьшается. При этом деформационные характеристики слоев несущественно влияют на поле напряжений, а смещения породного контура выработки, особенно в ее почве, могут изменяться до 2,5 раз.

5. Выявлена достаточная независимость поля напряжений породного слоя от вида состояния соседних слоев:

– *во-первых*, слои пониженной прочности с ростом H переходят в предельное (запредельное) состояние практически независимо от прочностных характеристик соседних более крепких породных слоев;

– *во-вторых*, поле напряжений в породных слоях с более высокими прочностными характеристиками в малой степени зависит от перехода соседнего слоя в предельное состояние;

– *в-третьих*, поле напряжений в угольном пласте, втором слое почвы и третьем слое кровли достаточно стабильно по отношению к виду состояния какого-либо близлежащего породного слоя.

6. НДС рамной крепи и закономерности его изменения с ростом глубины расположения выработки находится в тесной связи с прочностными и деформационными характеристиками близлежащих породных слоев, но являются нелинейными, особенно при переходе слоев в предельное и запредельное состояние. Затухание роста функции $\sigma(H)$ обусловлено появлением и увеличением зон пластических деформаций в раме; этот процесс стабильно начинается в нижней части стоек рамы (они изгибаются в полость выработки) и распространяется с ростом H почти на все ее сечения по контуру (за исключением локальных областей допредельного состояния в своде). Образование системы пластических шарниров по контуру рамной крепи способствуют (в ряде случаев) развитию таких ее деформаций, которые исключают возможность дальнейшей эксплуатации выработки. Поэтому для

обоснованного выбора рамной крепи пластовой выработки установлены уравнения связи ее НДС с основными влияющими геомеханическими параметрами.

По исследованиям закономерностей перемещений контура крепи и почвы пластовой выработки получены следующие результаты [12]:

1. На величину опускания замка свода выработки наиболее существенное влияние оказывают механические характеристики первого и второго породных слоев кровли (в исследованном интервале их изменения): E_1^K – до 69%, E_2^K – до 11%, $\sigma_{сж1}^K$ – до 5,52 раз, $\sigma_{сж2}^K$ – до 2,07 раза, $(\sigma_{сж1}^K)^0 / \sigma_{сж1}^K$ – до 2,0 раза, $(\sigma_{сж2}^K)^0 / \sigma_{сж2}^K$ – до 10,8%, M_1^K / E_1^K – до 59%. Перечисленные параметры необходимо учитывать при расчете перемещения замка свода в полость выработки.

2. Вертикальные перемещения свода выработки в зоне прохода людей составляют 64-71% от величины опускания замка свода, что указывает на его выполаживание и, соответственно, снижение несущей способности рамной крепи. Величина вертикальных перемещений свода в зоне прохода людей может достигать 400-500 мм (иногда более), что в ряде случаев приводит к нарушению требований правил безопасности. Существенное влияние на величину перемещений оказывают следующие механические характеристики близлежащих породных слоев углевмещающей толщи: E_1^K – до 2 раз, $\sigma_{сж1}^K$ – до 8,14 раза, $\sigma_{сж2}^K$ – до 52%, совместное влияние параметров $(\sigma_{сж1}^K)^0 / \sigma_{сж1}^K$ и M_1^K / E_1^K запредельного состояния первого породного слоя кровли – до 3,66 раза.

3. Решающее воздействие на развитие боковых перемещений в зоне прохода людей (помимо глубины разработки) оказывают следующие механические характеристики близлежащих породных слоев углевмещающей толщи: E_1^K – до 2,01 раза, E_2^K – до 23,9%, $E_1^П$ – до 15,2%, $\sigma_{сж1}^K$ – до 6,08 раза, $\sigma_{сж2}^K$ – до 32,3%, $\sigma_{сж1}^П$ – до 41,3%, $(\sigma_{сж1}^K)^0 / \sigma_{сж1}^K$ – до 53,6%, M_1^K / E_1^K – до 74,2% в исследуемом диапазоне их изменения, характерном для углевмещающей толщи угольных пластов Западного Донбасса. Указанные характеристики обязательны к учету при прогнозе боковых перемещений пластовой выработки в зоне прохода людей.

4. Установлено, что величина сближения опор стоек рамной крепи определяется механическими характеристиками только первых породных слоев кровли и почвы угольного пласта: E_1^K – до 23,4%, $E_1^П$ – до 2,01 раза, $\sigma_{сж1}^K$ – до 84%, $\sigma_{сж1}^П$ – до 6,73 раза, $(\sigma_{сж1}^П)^0 / \sigma_{сж1}^П$ – до 62,5%, M_1^K / E_1^K – до 18%,

M_1^{Π} / E_1^{Π} – до 62,2%. Выявлен «эффект штампа», когда в вариантах более целостного и жесткого первого породного слоя кровли, он под воздействием опорного давления интенсифицирует перемещение пород почвы в районе опор стоек рамной крепи в полость выработки.

5. Эпюра пучения почвы штрека имеет асимметрию в сторону восстания пласта таким образом, что в зоне прохода людей в этой части выработки пучение составляет 0,67 от максимального (в центральной части выработки), а в зоне прохода людей со стороны падения – 0,57 от максимального вне зависимости от сочетания геомеханических факторов. На величину максимума пучения почвы существенное влияние (помимо глубины разработки) оказывают следующие механические характеристики только первых породных слоев кровли и почвы: E_1^K – до 19,2%, E_1^{Π} – до 88,1%, $\sigma_{сж1}^K$ – до 72,9%, $\sigma_{сж1}^{\Pi}$ – до 8,1 раза, $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^0 / \sigma_{сж1}^{\Pi}$ – до 2,14 раза, M_1^{Π} / E_1^{Π} – до 87,2%.

6. Общая величина поднятия почвы выработки включает две составляющие, отличающиеся между собой механизмом развития перемещений: собственно пучение – перемещение пород почвы в полость выработки под воздействием опорного давления в ее боках и разгруженной зоны непосредственно под выработкой; вдавливание опор стоек рамной крепи, обусловлено совместным действием вертикальной нагрузки на крепь и разупрочняющимися породами почвы под опорами стоек. Величина вдавливания опор стоек зависит от таких механических характеристик близлежащих породных слоев углевмещающей толщи: E_1^{Π} – до 32,3%, $\sigma_{сж2}^K$ – до 27,2%, $\sigma_{сж1}^K$ – до 66,5%, $\sigma_{сж1}^{\Pi}$ – до 8,41 раза, $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^0 / \sigma_{сж1}^{\Pi}$ – до 46,4%.

По исследованиям закономерностей взаимосвязи площади поперечного сечения выработки с геомеханическими параметрами системы «массив-крепь» [12] получены следующие результаты:

1. В результате анализа закономерностей изменения контура пластовой выработки выявлена группа механических характеристик близлежащих породных слоев, оказывающая существенное влияние на величину потери сечения: E_1^K – до 59,4%, E_2^K – до 10,5%, E_1^{Π} – до 24,0%, $\sigma_{сж1}^K$ – до 4,52 раза, $\sigma_{сж2}^K$ – до 61,8%, $\sigma_{сж1}^{\Pi}$ – до 3,21 раза, M_1^K / E_1^K – до 44,8%, M_1^{Π} / E_1^{Π} – до 17,5%, $(\sigma_{сж1}^K)^0 / \sigma_{сж1}^K$ – до 60,4%, $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^0 / \sigma_{сж1}^{\Pi}$ – до 27,3%. Перечисленные механические характеристики обязательны к учету при прогнозе остаточного сечения выработки для оценки, например, эффективности проветривания соответствующего участка шахтного поля.

2. Влияние площади поперечного сечения выработки в свету имеет степенную закономерность воздействия на перемещения всех участков ее контура (с различным показателем степени на разных участках контура) для

обоих типоразмеров: с крепью КМП-А3 и крепью КШПУ. Этот факт отличается от принципов прогноза перемещений в нормативных методиках, где $S_{св}$ учитывается линейно возрастающим поправочным коэффициентом, а тип крепи (КМП-А3 или КШПУ) единым коэффициентом ее работоспособности на все горно-геологические условия поддержания выработок.

3. С увеличением площади поперечного сечения выработки в свету выявлены отличия в интенсивности роста перемещений ее контура для двух групп типоразмеров – с крепью КМП-А3 и крепью КШПУ:

- в кровле выработок с крепью КШПУ величина и интенсивность роста вертикальных перемещений несколько ниже (до 18,7%) за счет уменьшенного (по сравнению с КМП-А3) радиуса свода верхняка и криволинейной части стойки;

- в боках выработки горизонтальные перемещения в зоне прохода людей и особенно в опорах стоек рамы у крепи КШПУ существенно выше (до 44,3%) за счет увеличенной высоты выработки и высоты расположения пластического шарнира в раме, вокруг которого происходит поворот удлинненной стойки;

- максимумы перемещений пород почвы несущественно отличаются для разных типов крепей в силу примерного равенства ширин выработки по почве для типоразмеров сечений с крепью КМП-А3 и крепью КШПУ;

- вдавливание стоек рамы в почву у крепи КШПУ до 20,6% выше за счет пониженного сопротивления внедрению стойки из-за ее менее интенсивного изгиба в полость выработки.

4. Геомеханические параметры системы «массив-крепь» влияют на перемещения различных участков контура выработки с закономерностями, не зависящими от ее типового сечения, что позволяет произвести учет типоразмера выработки в виде функций – сомножителей к стабильным функциям связи перемещений $U(x, y)$ с параметрами системы.

5. Выявлена высокая стабильность (отклонения до 10,6%) величины относительной потери сечения от типоразмера выработки, что объясняется компенсацией прироста (убывания) перемещений контура штрека при изменении его площади поперечного сечения в свету $S_{св}$. Поэтому величина относительной потери сечения фактически определяется только глубиной расположения выработки и механическими характеристиками близлежащих породных слоев углевещающей толщи.

6. Оценка достоверности расчета напряженно-деформированного состояния системы «массив-крепь» дала вполне удовлетворительные результаты: во-первых, закономерности развития перемещений контура выработки не противоречат известным геомеханическим тенденциям, установленным как экспериментальными, так и аналитическими исследованиями; во-вторых, благодаря учету всех основных механических характеристик элементов системы разработанный алгоритм обладает более высокой общностью прогноза перемещений контура выработки.

7. Выделены четыре основных позиции надежной и безопасной эксплуатации выработки в соответствии с требованиями нормативных документов: устойчивость рамной крепи; условия безопасного движения транспортных средств; условия безопасного прохода людей; надежная вентиляция участков шахтного поля. Для каждой из позиций записаны системы критериев, руководствуясь которыми возможно комплексно оценить выбранное проектом типовое сечение пластовой выработки в конкретных горно-геологических и горнотехнических условиях.

8. На базе методов корреляционно-дисперсионного анализа получена система уравнений регрессии для прогноза эпюры перемещений контура рамной крепи пластовой подготовительной выработки, что в сочетании с критериями надежной и безопасной ее эксплуатации позволяет в замкнутом виде уже на стадии проектирования оперативно спрогнозировать состояние выработки по основным параметрам ее функционирования в слоистом массиве слабых пород и заложить в проект (при необходимости) выполнение специальных мероприятий по повышению ее устойчивости.

9. Установленные закономерности развития перемещений по всему периметру выработки, по которым судят о возможности ее безопасной эксплуатации, формируют базу для разработки новой, более адекватной реальной условиям, методики прогноза проявлений горного давления в пластовых выработках.

По исследованию геомеханики взаимодействия элементов системы «массив-выработка-литая полоса» получены такие научные и практические результаты [13]:

1. Обоснована целесообразность применения на угольных пологих пластах Западного Донбасса способа охраны повторно используемых выемочных выработок литой полосой с разгрузочной полостью. При этом ресурсосбережение реализуется посредством управления геомеханическими процессами в окрестности выемочной выработки за счет регулирования параметрами литой полосы в соответствии с характером проявлений горного давления, а регулирование параметров полосы осуществляется с помощью механизированной крепи-опалубки, исключаяющей ручной труд.

2. В соответствии с современными представлениями об особенностях проявлений горного давления при развитии очистных работ на выемочном участке выделены основные элементы, обязательные к учету и совместному рассмотрению для наиболее достоверного описания процессов сдвижения пород надугольной толщи в окрестности выемочной выработки: зона шарнирно-блокового перемещения пород, зона беспорядочного обрушения, непосредственная почва пласта, охранная литая полоса с разгрузочной полостью, рамная крепь выработки с межрамным ограждением и забутованным закрепным пространством, близлежащие слои пород и угольный пласт смежного выемочного участка. Эти элементы отражены в разработанной геомеханической модели системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса», в которой выполнено обоснование комплекса факторов:

– установлены интервалы изменения горно-геологических и горнотехнических параметров исследуемой системы, наиболее объективно отражающих условия разработки пологих пластов;

– доказано, что наиболее адекватно рассматривать слоистую углевещающую толщу в краевой части пласта с возможностью проскальзывания породных слоев относительно друг друга по плоскостям напластований. При этом подтверждено непротиворечие результатов тестового моделирования основным положениям современных исследований геомеханических процессов в окрестности выемочной выработки;

– доказано, что в интервале $m^y = 0,7...1,2$ м наиболее характерного диапазона изменения мощности пласта (с учетом присечки пород кровли) колебания компонент поля напряжений во всех элементах системы не превышает 10%, а в большинстве расчетных вариантов составляет 1-4%. Это обосновывает целесообразность использования в геомеханической модели постоянной усредненной мощности угольного пласта $m^y = 1,0$ м;

– установлено, что в диапазоне изменения деформационных свойств пологих угольных пластов колебания НДС всех элементов системы не выходит за рамки 10%, то есть находятся в пределах допустимой точности горнотехнических расчетов. Это является обоснованием использования в геомеханической модели усредненных деформационных характеристик угольного пласта: модуль деформации $E^y = 0,35 \cdot 10^4$ МПа, коэффициент Пуассона $\mu^y = 0,3$;

– доказана возможность описания структуры надугольной толщи пологих пластов обобщенной геомеханической моделью. При этом обоснованы поправочные коэффициенты для расчета НДС рамной крепи в зависимости от диапазона колебаний модулей деформации E_i^j слагающих породных слоев: 1,1 – однородные слои; 1,15 – изменение E_i^j до 5 раз; 1,20 – изменение E_i^j до 10 раз.

3. Установлено, что максимум приведенных напряжений σ_{max}^{Π} (по которым производится прочностной расчет) в литой полосе изменяется до 3,2 раз в зависимости от соотношения модулей деформации породных слоев основной и непосредственной кровли: наибольшая нагрузка на литую полосу проявляется при пониженной жесткости породных слоев основной кровли и повышенной жесткости породных слоев непосредственной кровли и почвы; минимальная нагрузка формируется в диаметрально противоположных условиях, когда жесткие породные слои основной кровли ограничивают в некоторой степени нагрузку на литую полосу:

– выявлены три закономерности роста $\sigma_{max}^{\Pi}(H)^K$ с увеличением глубины H разработки: близкая к линейной ($K=1$) при однородной надугольной толще; степенная с пониженной интенсивностью роста ($K < 1$) при понижен-

ной жесткости непосредственной кровли и повышенной жесткости основной кровли; степенная с повышенной интенсивностью роста ($K > 1$) при повышенной жесткости непосредственной кровли и пониженной жесткости основной кровли;

– наличие разгрузочной полости в литой полосе позволяет снижать интенсивность поля напряжений в районе стойки рамы от 2,4 до 6,3 раз по сравнению с опорной частью полосы. Такую степень разгрузки приконтурной зоны невозможно достигнуть в существующих конструкциях жестко-податливых охранных сооружений.

4. В рамной крепи выемочной выработки независимо от геомеханических параметров ее поддержания (степень влияния в диапазоне изменения от 1,4 до 3,4 раз) стабильно возникают (с достаточно постоянными координатами расположения по контуру рамы) пять максимумов $\sigma_{max}^{P.i} (i = 1, \dots, 5)$ приведенных напряжений:

- $\sigma_{max}^{P.1}$ – замок свода рамы;
- $\sigma_{max}^{P.2}$ – район опоры стойки рамы (со стороны выработанного пространства) на высоте 0,2-0,5 м от почвы выработки;
- $\sigma_{max}^{P.3}$ – район замка соединения стойки и верхняка рамы (со стороны выработанного пространства) на высоте 2,0-2,2 м от почвы выработки;
- $\sigma_{max}^{P.4}$ – район пяты свода (со стороны смежного выемочного участка) на высоте 1,2-1,4 м от почвы выработки;
- $\sigma_{max}^{P.5}$ – район прямолинейной части стойки рамы (со стороны смежного выемочного участка) на высоте 0,7-0,9 м от почвы выработки.

В зависимости от сочетания геомеханических факторов и параметров литой полосы наибольшая величина максимума $\sigma_{max}^{P.i}$ может действовать в любом из пяти отмеченных участков контура рамы, что должно учитываться при оптимизации НДС системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».

5. Комплекс исследований особенностей влияния геометрических и деформационных параметров зоны разупрочненных пород в окрестности выемочной выработки на НДС системы выявил два факта:

- во-первых, в углевмещающей толще отмечена достаточная стабильность тенденций связи НДС системы с геомеханическими факторами вне зависимости от параметров зоны запредельного состояния;
- во-вторых, максимумы приведенных напряжений в литой полосе и рамной крепи изменяются до 2,0-3,5 раз в зависимости от геометрических параметров и, особенно, деформационных характеристик области разупрочненных пород; степень этой связи соизмерима с влиянием глубины разработки.

6. Доказана эффективность управления НДС элементов системы, определяющих устойчивость выемочной выработки, посредством регулирования параметрами литой полосы с разгрузочной полостью. Установлено, что в диапазоне изменения геометрических параметров литой полосы (ширина

полосы $1 \text{ м} \leq l_1 \leq 3 \text{ м}$; относительная ширина разгрузочной полости $0,4 \leq l_2 / l_1 \leq 0,6$; высота разгрузочной полости $0,1 \text{ м} \leq \delta \leq 0,3 \text{ м}$) представляется возможным регулировать максимумы приведенных напряжений: в литой полосе – до 2,8 раз; в породной берме – до 5,9 раз; в рамной крепи по всем пяти максимумам – от 2,0 до 4,5 раз. Такой диапазон управления соизмерим со степенью влияния геомеханических факторов на НДС элементов системы «породный массив-выемочная выработка-литая полоса».

2.3. КОМПЛЕКС ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОСТРАНСТВЕННО-ПОДАТЛИВЫХ ГИБКИХ СВЯЗЕЙ АНКЕРНОЙ И РАМНОЙ КРЕПЕЙ, РАБОТАЮЩИХ В ЕДИНОЙ ГРУЗОНЕСУЩЕЙ СИСТЕМЕ

1. В соответствии с принятой методологией компьютерного моделирования пространственной системы «массив-крепь» обоснованы структура и свойства углевмещающей толщи пласта C_6 (шахта «Юбилейная») по полной диаграмме ее деформирования, наиболее объективно описывающей реальное состояние массива [14].

2. Компьютерная модель рамной и анкерной крепей создана по условию максимально возможного отражения их конструктивных особенностей. Обоснована модель замка податливости, позволяющая обеспечить стабильность вычислительного процесса при сформированной обширной базе учитываемых параметров геомеханической системы.

3. Тестирование разработанной модели доказало ее адекватность реальному объекту и позволила сделать ряд выводов:

- перспектива развития пучения пород почвы пластовой выработки весьма ограничена по причине залегания в почве достаточно мощного слоя песчаника с повышенными прочностными и деформационными характеристиками; основной вклад в процесс пучения вносит аргиллит малой мощности, залегающий в непосредственной почве;

- анкера в кровле сформировали подобие породной грузонесущей балки, находящейся в устойчивом состоянии и разгружающей верхняк рамы;

- в боках выработки в слабых породах непосредственной кровли и почвы (аргиллит) образуются ограниченные зоны предельного состояния, формирующие повышенную боковую нагрузку на стойки рамы, которые испытывают изгиб при горизонтальном перемещении в полость выработки;

- по этой причине в стойках рамной крепи (в районе опоры и на высоте 1,8-2,0 м) образуются пластические области;

- в перспективе устойчивость выработки оценивается как удовлетворительная, что подтверждается небольшими перемещениями рамной крепи; однако рекомендуется предусмотреть анкерное упрочнение боков на отдельных участках выработки, где возможно интенсивное проявление разупрочняющих аргиллит факторов.

4. Результаты компьютерного моделирования НДС системы «массив-крепь» позволили раскрыть механизм работы рамной крепи и анкеров при существующей схеме поддержания пластовой выработки, сущность которого сводится к формированию армопородной плитой в кровле выработки повышенного горного давления в ее боках, приводящего к появлению областей пластического состояния в стойках рамы. В этой связи сформулировано ресурсосберегающее направление соединения гибкими связями рамной крепи и анкеров в боках выработки в единую грузонесущую систему, позволяющую повысить устойчивость выработки. При этом, исходя из геомеханики деформирования системы «массив-крепь», обоснована эффективность создания пространственной податливости между элементами рамно-анкерной крепи.

5. Раскрыт принцип увеличения несущей способности рамной крепи за счет создания дополнительных податливых опор по высоте стоек рамы и разработана методология поиска рациональных параметров рамно-анкерной крепи по результатам компьютерного моделирования изменения НДС рамы по ее контуру.

6. Обосновано технологически простое конструктивное решение по созданию между рамами и анкерами механических связей, обладающих податливостью по всем трем измерениям пространства, которые также характеризуются минимальными затратами материальных и трудовых ресурсов.

7. Создан метод расчета гибких связей и осуществлен выбор стяжек для условий поддержания подготовительных выработок, например, блока №3 шахты «Юбилейная» ОАО «Павлоградуголь». Приведенный конкретный пример расчета гибких связей анкеров с рамами наглядно показывает, что из материалов, бывших в употреблении, и отходов (при изготовлении крепежных изделий) можно создать высокоэффективную податливую конструкцию рамно-анкерной крепи с довольно низкими дополнительными затратами, которые существенно окупаются снижением металлоемкости непосредственно рамы.

8. По итогам анализа двух форм породных обнажений под крепи КШПУ и КВТ-2 можно сделать следующие выводы:

– в кровле выработки за счет снижения интенсивности действия растягивающих вертикальных напряжений σ_y , высота зоны предельного состояния уменьшается на 0,33 м для формы крепи КВТ-2-14,5;

– в почве выработки разупрочняется только аргиллит небольшой мощности в сравниваемых формах породного обнажения под указанные крепи можно оценить как несущественную;

– в боках выработки разупрочняются как угольный пласт от действия изгибных растягивающих σ_x , так и аргиллит непосредственной кровли и почвы пласта от действия сжимающих напряжений σ_y ; здесь ширина зоны разупрочнения меньше (порядка 20%) для формы крепи КВТ-2-14,5.

9. На базе существующих представлений о взаимодействии податливой крепи с приконтурным массивом обосновано ресурсосберегающее направление применения более легких типов СВГ рамной крепи в сочетании с ан-

керами для крепления пластовых выработок блока №3 пласта C_6 на шахте «Юбилейная» ОАО «Павлоградуголь».

10. Анализ НДС системы «массив-крепь» выявил малые различия (как правило, до нескольких процентов) в величинах вертикальных и горизонтальных компонент напряжений при установке рам из СВП-27 и СВП-19 в сочетании с опорно-анкерной крепью в кровле выработки. Установка более легкого профиля позволяет сократить до 30% металлоемкость рам и снизить трудоемкость их возведения.

11. В стойках рам образуются две области (в районах пяты свода и опоры стойки) пластического состояния материала независимо от номера СВП.

12. Выработанная методология поиска рациональных параметров рамно-анкерной крепи пластовых выработок предусматривает последовательное приближение вариантов расчета НДС системы «массив-крепь» к условию минимальных значений максимумов приведенных напряжений σ в раме и минимальных размеров областей пластического состояния ее материала (сталь Ст.5). Поскольку на предыдущих этапах исследований выявлены значительные зоны пластического состояния материала в стойках рамы, то первым приближением был расчет НДС системы при установке анкера в боках выработки. Анализ результатов расчета НДС показал незначительное влияние анкерного упрочнения пород в боках выработки на размеры области пластического состояния в стойках рамы.

13. Последующие варианты расчетов НДС системы, касающиеся изменения параметров установки анкеров в боках выработки, не привели к позитивным результатам относительно существенного ограничения размеров области пластического состояния в стойках рамы. Установлена основная причина такого явления – раздельная работа анкеров и рамы по сопротивлению проявлению горного давления в выработке, то есть отсутствие механических связей между боковыми анкерами и стойками рамы, которые объединили бы их в единую грузонесущую конструкцию (рамно-анкерную крепь) и с обязательным обеспечением конструктивной податливости как в основных элементах крепи (рама, анкер, механические связи), так и в узлах их взаимодействия.

14. Оценивая полученные результаты моделирования, предложено конструктивно объединить боковые анкера и стойки рам посредством гибких стяжек, например, из стального троса, возможно бывшего в употреблении. Положительные результаты данного предложения обусловлены тем, что гибкие стяжки, охватывая стойки рамы в местах, соответствующих высоте установки анкеров, воздействуют на стойки с определенной реакцией, направленной в сторону массива. Таким образом, создается подобие промежуточных податливых опор по высоте удлиненной стойки КШПУ, которые резко снижают напряжения изгиба и ограничивают область появления пластических деформаций. Реакция гибкой стяжки на стойку возникает за счет предварительного натяжения анкеров после их установки, а в процессе сдвижения приконтурных пород реакция гибкой стяжки поддерживается за

счет разницы перемещений приконтурных пород в соседних сечениях выработки.

15. Соединение анкеров и стоек рамы в единую грузонесущую конструкцию посредством гибких стяжек привело к весьма существенному позитивному результату:

– приведенные напряжения в верхняке рамы снизились до 4 раз и составили 20-50 МПа против 160-210 МПа в базовом варианте и наблюдается равномерное распределение по контуру верхняка рамы;

– в стойках рамы приведенные напряжения опасной величины весьма ограничены и располагаются только на поверхности СВП в местах точечного контакта с гибкими стяжками, где σ немногим превосходят σ_T Ст.5 и практически не снижают несущую способность рамы в целом.

– результаты опытно-промышленных испытаний предложенного варианта рамно-анкерной крепи (соединение боковых анкеров и стоек рамы гибкими стяжками в единую грузонесущую конструкцию) дали высокий положительный эффект.

3. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОДАТЛИВОГО АНКЕРА С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОМ И ОБОСНОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ УСТАНОВКИ

3.1. ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ СХЕМЫ ПОДАТЛИВОГО АНКЕРА С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОМ

Необходимость применения податливых анкеров для повышения устойчивости выработок обусловлена тем, что широко применяемые арочные крепи, например, КШПУ, КМП-А3 и другие, имеют боковую податливость до 100 мм. Если применить анкер с жесткой характеристикой работы, то он не будет работать синхронно с рамой в податливом режиме и выполнять своего назначения по уменьшению максимальных изгибающих моментов по контуру рамы.

Известны анкерные крепи, включающие стержень с гайками на концах, опорную плиту и замок, содержащий эластичную втулку, распорную гильзу и упорное кольцо [15]. Общим недостатком таких крепей является низкая надежность закрепления замка в шпуре вследствие отсутствия кольцевого зазора между вращающимся в процессе монтажа-демонтажа анкера стержнем и неподвижно закрепляемой в шпуре эластичной втулкой, что приводит при сжатии в продольном направлении эластичной втулки к возникновению высокого радиального давления на поверхности ее контакта со стержнем. Это препятствует вращению стержня относительно эластичной втулки, и, учитывая относительно большую площадь контакта резины со стержнем, высокое значение коэффициента трения между ними и интенсивный рост радиального давления при осевом сжатии резиновой втулки, практически сложно сжать втулку до такого уровня, который обеспечил бы задание на наружной поверхности замка расчетного радиального давления, обеспечивающего требуемую несущую способность анкера. При этом надежность закрепления замка в шпуре снижается также установкой металлической гильзы между эластичной втулкой и породной стенкой шпура под действием высоких точечных контактных напряжений из-за неровностей на сопрягающихся поверхностях либо породных стенок шпура, либо (заданных конструктивно) распорных гильз. Точечное приложение нагрузки обуславливает высокую концентрацию напряжений в породных стенках шпура и последующее разрушение приконтурного породного слоя. В такой ситуации несущая способность обеспечивается только за счет сил трения (от действия радиального давления) на поверхности, находящейся внутри разрушенного слоя, где коэффициент трения породы о породу в несколько раз меньше, чем по контакту резины с целостной породой, и надежность закрепления замка снижается. Кроме того, анкерная крепь выполнена с повышенной металлоемкостью

вследствие наличия в замке распорной гильзы (или металлической оболочке), функции которой с более равномерным распределением напряжений на контакте с породными стенками шпура может выполнять эластичная втулка, изготовленная из соответствующего типа резины.

В предложенной проф. А.П. Широковым [16] анкерной крепи распор эластичной втулки осуществляется посредством распорной трубки, взаимодействующей одним концом с втулкой, а вторым – с натяжной гайкой на хвостовике анкера. Однако, такая крепь отличается высокой металлоемкостью вследствие большой длины (70-80% от длины стержня) распорной трубки, к которой в данной конструкции крепи предъявляется жесткое требование: толщина стенок трубки должна обеспечить полное отсутствие продольных деформаций ее сжатия, чтобы поддерживать постоянными заданное радиальное давление в эластичной втулке, определяющее несущую способность замка. В данной крепи повышена также металлоемкость стержня, поскольку его поперечное сечение рассчитывается не только из условия противодействия внешним нагрузкам, вызванных деформацией заанкерованной пачки пород, но и с учетом дополнительных нагрузок на стержень от распора трубки между эластичной втулкой и натяжной гайкой. При этом металлоемкость стержня повышается прямо пропорционально величине дополнительных распорных нагрузок, а также тем, что стержень на контакте с втулкой работает в условиях сложного напряженного состояния, которое в соответствии с теорией прочности по максимальным касательным напряжениям снижает несущую способность материала стержня до 20-30%, что влечет за собой необходимость увеличения металлоемкости стержня на такую же величину.

Кроме того, недостатком данной крепи является низкая надежность закрепления замка в шпуре вследствие того, что распор эластичной втулки в шпуре осуществляют усилиями сжатия распорной трубки посредством приложения растягивающих усилий к стержню натяжной гайкой, что впоследствии при сколь угодно малых деформациях стержня (стержень удлиняется) под воздействием смещающейся заанкерованной пачки пород влечет за собой автоматическое ослабление сжатия эластичной втулки, а следовательно, происходит уменьшение радиального давления во втулке и несущая способность замка снижается.

В работе [6] изложена более рациональная конструкция анкерной крепи с эластичным замком, в которой снижение металлоемкости достигается тем, что втулка содержит на наружной поверхности стопорные кольца, количество которых определяется по формуле:

$$n = \frac{2\delta_3(d_2 + \delta_3)}{(d_u + 2\delta_2)^2 \delta_2 f} \left[\frac{2td}{\pi(d + d_1)} + f_1(1,15 + d_1) \right],$$

где d , d_1 , d_2 , d_u – соответственно диаметр стержня по внутренней поверхности резьбы, наружный диаметр стержня, внутренний диаметр втулки и диаметр шпура;

δ_2 и δ_3 – соответственно величина зазора между породной стенкой шпуре и втулкой при установке и ее толщина;

f и f_1 – соответственно коэффициенты трения эластичного материала по породе и стали по стали;

t – шаг резьбы.

Такое решение позволяет неподвижно зафиксировать втулку в шпуре и путем ввинчивания стержня в гайку осуществить ее распор в шпуре без дополнительных распорных и стопорных элементов, а только за счет сил трения между стопорными эластичными кольцами и породой, а также между торцом втулки и натяжной гайки в начальный момент ввинчивания стержня и в дальнейшем силы стопорения втулки увеличивается за счет полного контакта с породой наружной ее поверхности, что снижает металлоемкость крепи.

Однако отсутствие зазора между внутренней поверхностью втулки и стержнем ограничивает степень сжатия втулки при установке анкера. Кроме того, размещение на торце втулки паза (углубления), а на гайке выступа, входящего в паз, усложняет изготовление этих элементов замка.

С целью устранения отмеченных недостатков податливого анкера [6] при условии обеспечения надежности его работы, данная конструкция эластичного замка усовершенствована путем исключения выступа на гайке и паза на торце втулки, а также установлением минимально допустимого внутреннего радиуса втулки при ее установке на стержень уравнением

$$a = \frac{d}{2} \left[1 + \frac{2N \frac{d_w^2 + d^2}{d_w^2 - d^2}}{14,7d_w E f \sqrt{\frac{E_1}{G} (d_w^2 - d^2)} \left(1 - \exp \left\{ -0,94l \left[2 - \frac{d_w^2 - d^2}{4(b^2 - a^2)} \right] \right\} \right) \sqrt{\frac{G}{E_1 (d_w^2 - d^2)}}} \right],$$

где E и E_1 – соответственно модули деформации резины и породы;

f – коэффициент трения резины в породе;

N – несущая способность анкера;

l – длина эластичной втулки до сжатия;

b и a – соответственно наружный и минимально допустимый внутренний радиус эластичной втулки до сжатия;

G – модуль сдвига резины.

Таким образом, усовершенствованный податливый анкер состоит (рис. 3.1) из стержня 1 с резьбой и гайками 2 и 10 на обоих концах, опорной плиты 3, втулки 4 со стопорными кольцами 5, разделенными на секторы зазорами 6, упорного кольца 8 и упора 9.

Перед установкой анкера в шпуре производят монтаж его замка: на стержне 1: на конце с упором 9 размещают упорное кольцо 8, далее уста-

навливают втулку 4 с минимально допустимым зазором 11 и навинчивают гайку 10 с монтажным усилием сжатия втулки. Собранный таким образом анкер вводят в шпур 7 на проектную длину, при этом стопорные кольца 5

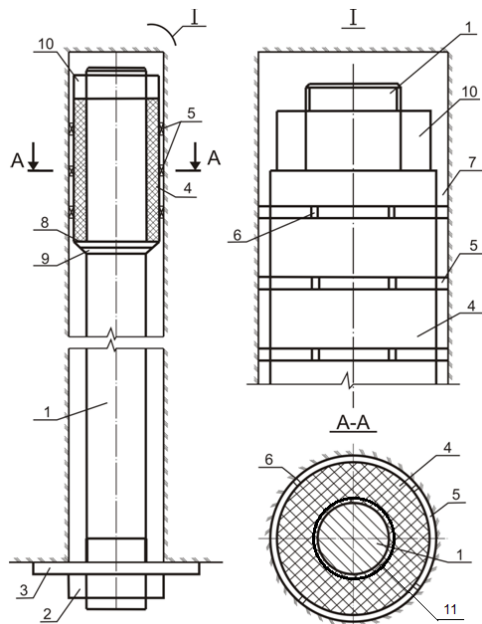


Рис. 3.1. Усовершенствованная конструкция податливого анкера с эластичным замком

контактируют с породными стенками шпура, предотвращая проворот втулки 4 с гайкой 10 относительно стенок шпура при ввинчивании стержня 1 в гайку 10. При этом втулка 4 сжимается в продольном направлении и расширяется в поперечном, прижимаясь своей наружной поверхностью к породным стенкам шпура, на контакте с которыми действуют радиальные давления, обуславливающие закрепление замка в шпуре. Установка опорной плиты 3 у устья шпура и предварительный распор анкера обеспечивает совместное деформирование скрепленных слоев породы, что повышает устойчивость выработки.

Таким образом, усовершенствованный замок отличается от существующего [6] более простой конструкцией, в частности, отсутствием стопора в гайке (используются стандартные гайки) и соответствующего углубления на торце эластичной втулки, которая становится более простой по конструкции и технологичной в изготовлении, а также наличием монтажного зазора между внутренней полостью втулки и поверхностью стержня анкера.

3.2. ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ СТОПОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВТУЛКЕ И НАДЕЖНОСТИ ВВЕДЕНИЯ АНКЕРА В ШПУР

Анкера с различными конструкциями распорных эластичных втулок имеют достаточно высокую несущую способность в слабых и средней крепости породах при условии надежного их закрепления в шпуре. При этом важно обеспечить возможность ввода анкера в шпур с минимальными усилиями и последующим распором эластичной втулки в шпуре с расчетной прочностью закрепления. Выполнение указанных требований осуществляется путем размещения на наружной поверхности эластичной втулки стопорных эле-

ментов, например, в виде продольных ребер [17] или стопорных колец, состоящих из разделенных зазорами кольцевых секторов [6].

Рассмотрен процесс взаимодействия в рассмотренных конструкциях стопорных элементов с породными стенками шпура и на этой основе создан метод расчета параметров введения анкеров с эластичной втулкой, а также обоснованы преимущества усовершенствованной конструкции податливого анкера с эластичным замком.

Известно, что поверхность шпура отличается от идеально цилиндрической формы. Величина диаметра шпура колеблется от максимального d_u^{max} до минимального d_u^{min} значения, что связано с неоднородностью строения и свойств, вмещающих шпур пород по его длине, и с различного рода отклонениями в режимах работы бурильных механизмов. Поэтому, чтобы при установке анкера эластичный замок проходил по всей длине шпура с минимально возможными усилиями, необходимо выполнить условие: наружный диаметр эластичной втулки d_3 должен быть меньше минимального диаметра d_u^{min} шпура. В тоже время, если распор втулки должен происходить в месте, где диаметр шпура максимальный, необходимо обеспечить контакт эластичной втулки с породными стенками шпура для исключения возможности ее проворота при распоре. Последнее достигается наличием стопорных элементов на внешней поверхности втулки, наружный диаметр которых должен быть не меньше величины d_u^{min} . Однако стопорные элементы затрудняют введение эластичной втулки в шпур в местах, где его диаметр минимальный. Исходя из этого, можно сформулировать принцип оптимизации конструкции стопорного элемента: обеспечение неповорота эластичной втулки при ее распоре при минимальном усилии ввода анкера в шпур.

Определим требуемое минимальное количество стопорных элементов на поверхности эластичной втулки из условия обеспечения неповорота втулки в процессе ее распора.

Расчет при сравнении двух конструкций стопорных элементов проведем для одних и тех же параметров анкера.

Неповорот эластичной втулки при ее распоре выполняется при условии

$$M \leq M_1, \quad (3.1)$$

где M – момент сил трения, проворачивающих втулку;

M_1 – момент сил трения, удерживающих втулку.

Момент M складывается из моментов сил трения по поверхностям контакта: стержня с втулкой, шайбы и упорного кольца, а также сил трения в резьбе при ввинчивании стержня. Суммируя составляющие моментов сил трения, получаем формулу

$$M = \frac{Q}{2} \left[f_1 \frac{4d_2^2}{d_3^2 - d_2^2} + \frac{f_2}{2} (d_2 + d_3) + d_1 \frac{\frac{2t}{\pi(d_1 + d_2)} + 1,15f_2}{1 - \frac{2,3tf_2}{\pi(d_1 + d_2)}} \right], \quad (3.2)$$

где d_3 – наружный диаметр втулки;

Q – усилие сжатия эластичной втулки.

Момент M_1 сил трения, удерживающих втулку от проворота, определим для самого неблагоприятного случая, когда диаметр шпура максимальный.

Момент M_1 проявляется за счет трения стопорных элементов по породным стенкам шпура. Сила Q создает во втулке осевые напряжения q , а так как резина является практически несжимаемым материалом (коэффициент поперечной деформации близок к значению 0,5), то и в радиальном направлении будут также действовать напряжения q , равные

$$q = \frac{4Q}{\pi(d_3^2 - d_2^2)}. \quad (3.3)$$

При определении моментов M_1 сил трения от действия напряжений q по поверхности контакта стопорных элементов с породными стенками шпура необходимо учесть особенности процесса стопорения втулки стопорными кольцами [6] и продольными ребрами [17]. У втулки со стопорными кольцами моменты M и M_1 действуют в плоскости кольца и не вызывают потерю его устойчивости по причине значительной жесткости поперечного сечения кольца. У втулки с продольными ребрами моменты M и M_1 направлены перпендикулярно плоскости ребра, что вызывает его изгиб, вследствие низкой жесткости в поперечном направлении. При этом напряжения q на контакте стопорного ребра с породными стенками шпура уменьшаются до значения q' , при котором момент от действия силы q' не приводит к дальнейшему изгибу стопорного ребра (то есть до наступления статического равновесия)

$$q' = q \frac{\delta}{3f_3(d_u^{max} - d_3)}, \quad (3.4)$$

где δ – толщина стопорных элементов (кольца, ребра).

Как показали расчеты напряжения q' в несколько раз меньше напряжений q , вследствие чего резко уменьшается надежность стопорения эластичной втулки с продольными ребрами. Поэтому в одних и тех же условиях для обеспечения неповорота эластичной втулки относительно породных стенок шпура необходимо гораздо большее количество продольных ребер

по сравнению со стопорными кольцами, что приводит к увеличению материалоемкости втулки.

В результате вышеизложенного получены формулы для определения момента M_1 сил трения по поверхности контакта стопорных элементов с породными стенками шпура:

– для стопорных колец

$$M_1' = \frac{\pi}{2} (d_{uu}^{max})^2 \delta f_3 q n ; \quad (3.5)$$

– для продольных ребер

$$M_1'' = \frac{d_{uu}^{max} \delta^2 l n_1}{6(d_{uu}^{max} - d_3)} q , \quad (3.6)$$

где n и n_1 – соответственно количество стопорных колец и продольных ребер на поверхности эластичных втулок.

Решая совместно выражения (3.1)-(3.6) и произведя некоторые упрощения, получаем формулу для расчета минимального количества стопорных колец n и продольных ребер n_1 , обеспечивающих непроворот эластичной втулки при ее распоре

$$n = \frac{1}{(d_{uu}^{max})^2 \delta f_3} \left\{ l f_1 d_2^2 + (d_3^2 - d_2^2) \left[\frac{f_2}{8} (d_3 + d_2) + \frac{t d_1}{2\pi(d_1 + d_2)} + 0,29 f_2 d_1 \right] \right\} ; \quad (3.7)$$

$$n_1 = \frac{3\pi(d_{uu}^{max} - d_3)}{\delta^2 d_{uu}^{max}} \left\{ f_1 d_2^2 + \frac{d_3^2 - d_2^2}{4l} \left[\frac{f_2}{2} (d_3 + d_2) + \frac{2t d_1}{\pi(d_1 + d_2)} + 1,15 f_2 d_1 \right] \right\} . \quad (3.8)$$

Численный анализ выражений (3.5)-(3.8) показал следующее. Момент M_1 сил трения для эластичной втулки со стопорными кольцами значительно выше, чем для втулки с продольными ребрами при одинаковой длине контакта стопорных элементов с породными стенками шпура. Например, для наиболее употребляемых при установке анкеров размеров шпура и толщине стопорного элемента 0,5-2 мм момент M_1' втулки со стопорными кольцами в 7-30 раз больше, чем момент M_1'' втулки с продольными ребрами. Следовательно, в такое же количество раз повышается надежность установки усовершенствованной конструкции эластичной втулки по сравнению с [17]. Поэтому для обеспечения одинаковой надежности установки эластичной втулки с продольными ребрами необходимо увеличивать длину контакта с породными стенками шпура за счет увеличения количества n_1 продольных ребер. Например, для указанных выше условий при длине втулки $l = 20$ см необходимое количество стопорных колец колеблется в пределах

3 ÷ 10 штук, а необходимое количество продольных ребер для этих же условий равно 7-105 штук, то есть существенно увеличивается материалоемкость продольных ребер по сравнению со стопорными кольцами.

Расчеты по формуле (3.7) показали, что ее можно существенно упростить и представить в виде

$$n = \frac{lf_1 d_2^2}{(d_u^{max})^2 \delta f_3} \left[1 + \frac{(d_3^2 - d_2^2)(d_3 + d_2)}{8lf_1 d_2^2} \right], \quad (3.9)$$

причем, погрешность не превышает 5-7%.

Рассмотрим теперь процесс введения анкера с эластичной втулкой в шпур. Усилия ввода достигают максимума на участках шпура с минимальным диаметром.

На участке с минимальным диаметром шпура продольные ребра сжимаются и появляются радиальные напряжения P_1 , величина которых определяется по формуле

$$P_1 = E \frac{d_u^{max} - d_u^{min}}{d_u^{max} - d_3}. \quad (3.10)$$

Тогда усилие ввода втулки с продольными ребрами на участке с минимальным диаметром шпура равно

$$N_1 = P_1 \delta lf_3 n_1. \quad (3.11)$$

На участке с минимальным диаметром шпура стопорные кольца изгибаются под воздействием сил трения P .

В первом приближении аппроксимируем форму изогнутой оси уравнением окружности, радиус которой равен $R = 0,5(d_u^{min} - d_3 - \delta)$.

Тогда согласно теории сопротивления материалов [18] можно записать

$$\frac{1}{R} = \frac{M_2}{EI}, \quad (3.12)$$

где $M_2 = P \left(R + \frac{\delta}{2} \right)$ – момент от действия силы P , изгибающий стопорное кольцо;

$I = \frac{\delta^3}{12}$ – момент инерции поперечного сечения стопорного кольца на единицу длины ее окружности.

Расшифровывая значения входящих в формулу (3.12) величин и решая относительно силы P , получим

$$P = \frac{E\delta^3}{3(d_{uu}^{min} - d_3)(d_{uu}^{min} - d_3 - \delta)}. \quad (3.13)$$

Усилие ввода втулки со стопорными кольцами определяется по формуле

$$N = \pi d_{uu}^{min} nP. \quad (3.14)$$

Далее, решая совместно выражения (3.7), (3.13), (3.14), а также (3.9)-(3.11) и исключая незначительно влияющие составляющие, получаем в окончательном виде выражения для расчета усилия введения анкера с эластичным замком в шпур для стопорных колец N и продольных ребер N_1 .

$$N = \frac{\pi d_{uu}^{min} d_2^2 f_1 \delta^2 E}{3(d_{uu}^{max})^2 f_3 (d_{uu}^{min} - d_3)(d_{uu}^{min} - d_3 - \delta)} \left[1 + \frac{(d_3^2 - d_2^2)(d_3 + d_2)}{8f_1 d_2^2} f_2 \right]; \quad (3.15)$$

$$N_1 = \frac{3f_3 \pi d_2^2 f_1 (d_{uu}^{max} - d_{uu}^{min}) E}{\delta d_{uu}^{max}} \left[1 + \frac{(d_3^2 - d_2^2)(d_3 + d_2)}{8f_1 d_2^2} f_2 \right]. \quad (3.16)$$

На основе численного анализа выражений (3.15) и (3.16) установлено, что с уменьшением толщины стопорного элемента (кольца и ребра) резко увеличивается усилие ввода в шпур втулки с продольными ребрами по отношению к усилию ввода втулки со стопорными кольцами и при $\delta = 0,5 - 1$ мм отношение $\frac{N_1}{N}$ достигает $300 \div 1600$ раз.

Здесь также наблюдается различная форма деформации стопорных элементов. Если продольные ребра сжимаются в различном направлении, поскольку обладают значительной жесткостью при изгибе вдоль оси (при вводе эластичной втулки в шпур), то стопорные кольца изгибаются, так как имеют значительно меньшую жесткость в плоскости изгиба. Поэтому возникающие при вводе эластичной втулки в шпур нормальные и касательные усилия для втулки со стопорными кольцами гораздо меньше, чем для втулки с продольными ребрами, а кроме того возникновение поршневого эффекта при вводе анкера [6] в шпур исключается тем, что стопорные кольца содержат зазоры между кольцевыми секторами.

Таким образом, применением стопорных колец достигается дифференцированная жесткость их конструкции при работе стопорных элементов в процессе выполнения двух основных операций: при вводе эластичной втулки в шпур жесткость стопорного кольца в осевом направлении минимальна, что обеспечит минимальные усилия ввода, а при закреплении втулки в шпуре жесткость стопорного кольца максимальна, что обеспечивает надежный распор при минимальном количестве стопорных колец.

В абсолютном выражении усилие ввода втулки со стопорными кольцами колеблется в пределах $N = 10 \div 150$ Н для втулки длиной $l = 20$ см и установ-

ка такого анкера в шпуре легко осуществляется малыми усилиями. В то же время усилия ввода анкера с втулкой, снабженной продольными ребрами, для тех же условий составляют $N_1 = 15 - 40$ кН и более, в связи с чем, установка такого анкера требует применения специальных устройств, развивающих усилия не менее $1,5 \div 4$ т, что повышает затраты труда.

Пример расчета параметров эластичной втулки с стопорными кольцами выполнен для следующих исходных данных: $d_{u}^{max} = 43$ мм; $d_{u}^{min} = 41$ мм; $d_3 = 38$ мм; $d_2 = 24$ мм; $\delta = 1$ мм; $l = 200$ мм; $f_3 = 0,8$; $f_2 = 0,15$; $f_1 = 0,05$ (с учетом смазки); $E = 4,0$ МПа.

Определяем количество стопорных колец по формуле (3.9)

$$n = \frac{lf_1 d_2^2}{(d_{u}^{max})^2 f_3} \left[1 + \frac{(d_3^2 - d_2^2)(d_3 + d_2)}{8lf_1 d_2^2} \right] =$$

$$= \frac{200 \cdot 0,05 \cdot 24^2}{43^2 \cdot 1 \cdot 0,8} \left[1 + \frac{(38^2 - 24^2)(38 + 24)}{8 \cdot 200 \cdot 0,05 \cdot 24^2} \cdot 0,15 \right] = 4,57.$$

Принимаем $n_1 = 5$ штук.

Определяем усилие ввода податливого анкера с эластичным замком в шпур по формуле (3.15)

$$N = \frac{3,14 \cdot 41 \cdot 24^2 \cdot 200 \cdot 0,05 \cdot 1^2 \cdot 4,0}{3 \cdot 43^2 \cdot 0,8(41 - 38)(41 - 38 - 1)} \left[1 + \frac{(38^2 - 24^2)(43 + 24)}{8 \cdot 200 \cdot 0,05 \cdot 24^2} \cdot 0,15 \right] = 131 \text{ Н.}$$

Таким образом, конструкция стопорных элементов эластичной втулки в виде колец позволяет надежно, с предельно минимальными усилиями, ввести усовершенствованный анкер в шпур.

3.3. ОБОСНОВАНИЕ НАДЕЖНОСТИ РАСПОРА В ЗАБОЕ ШПУРА ЭЛАСТИЧНОГО ЗАМКА ПОДАТЛИВОГО АНКЕРА

Однако, выполненные упрощения конструкции эластичного замка требуют соответствующего обоснования, причем, по двум направлениям.

Первое направление – обоснование надежности распора эластичной втулки в начальный момент предусматривает также две позиции: *во-первых*, обеспечение непроворота эластичной втулки относительно породных стенок шпура при вращении несущего стержня и, *во-вторых*, обеспечение непроворота гайки относительно эластичной втулки.

Второе направление связано с дальнейшим распором эластичной втулки до требуемого значения радиального напряжения σ_r по контакту втулка –

порода, которая обеспечивает заданную несущую способность N анкера. При окончательном распоре эластичной втулки ее внутренняя поверхность (которая при осевом сжатии перемещается к несущему стержню) должна как максимум прилегать к нему без возникновения радиальных напряжений на этом контакте. В противном случае увеличивается крутящий момент, который требуется для окончательного распора эластичной втулки при вращении несущего стержня. Таким образом, второе направление связано с определением начального минимально допустимого внутреннего диаметра $2a$ эластичной втулки, обеспечивающего при окончательном ее распоре сформулированное выше условие.

Итак, рассмотрим первое направление обоснования усовершенствованной конструкции замка податливого анкера по условию обеспечения надежности распора эластичной втулки в начальный момент его установки.

Распору эластичной втулки содействуют стопорящий момент M_C , и противодействует проворачивающий момент M_{II} при вращении несущего стержня, то есть при его ввинчивании в гайку 4 (рис. 3.2, а).

Разберем составляющие проворачивающего момента M_{II} . При вращении несущего стержня 1 гайка 4 также стремится провернуться под действием сил трения в резьбе; развивается проворачивающий момент [19]

$$M_1 = Q \frac{d}{2} \operatorname{tg}(\beta + \rho), \quad (3.17)$$

где Q – суммарная сила сжатия на контакте втулки с гайкой;

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{S}{\pi d}; \operatorname{tg}\rho = f_1 = 0,1 \text{ – коэффициент трения стали по стали;}$$

S – шаг резьбы.

Пренебрегая малыми более высших порядков, преобразуем формулу (3.17) к виду для обыкновенных металлических резьб

$$M_1 = Q \frac{S + 0,1\pi d}{2\pi}. \quad (3.18)$$

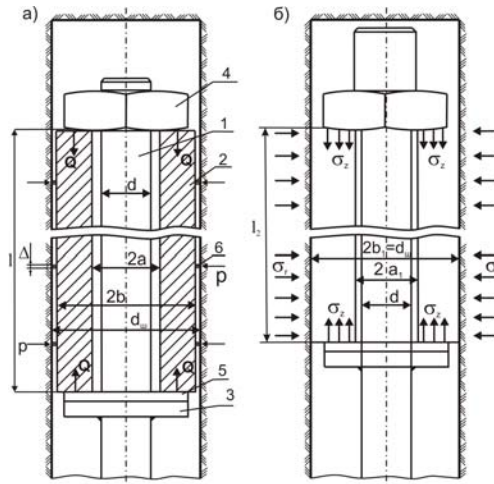


Рис. 3.2. Расчетные схемы оптимизации взаимодействия системы «анкер-порода»: эластичная втулка до (а) и после (б) продольного сжатия

На втором конце эластичной втулки у упора 3 для снижения проворачивающего момента установлено специальное кольцо, на которое опирается втулка. Момент трения при провороте кольца на упоре равен

$$M_2 = Q \frac{a+b}{2} f = Q \frac{a+b}{20}. \quad (3.19)$$

Таким образом, суммарный проворачивающий момент равен

$$M_{II} = M_I + M_2 = Q \left(\frac{S + 0,1\pi d}{2\pi} + \frac{a+b}{20} \right). \quad (3.20)$$

Стопорящий момент M_{C1} , способствующий непровороту эластичной втулки 2 относительно породных стенок шпура при вращении несущего стержня, определяется силами трения от действия радиального давления P по контакту стопорящих колец 6 с породными стенками шпура (см. рис. 3.2, а).

$$M_{C1} = P \Delta \frac{\pi}{2} d_w^2 n. \quad (3.21)$$

Радиальное давление P определяем из условия, что породные стенки шпура по отношению к эластичной втулке можно считать абсолютно жесткими, так как модуль деформации породы E_1 , как правило, на 2-3 порядка и более выше, чем у резины E . Тогда можно записать условие, что радиальное смещение U на контакте стопорного кольца 6 с породой отсутствует

$$U = U_1 + U_2 = 0, \quad (3.22)$$

где U_1 и U_2 – радиальные смещения от действия усилий сжатия Q и радиального давления P , соответственно.

Согласно [21] смещение U_1 и U_2 равны

$$U_1 = \frac{\mu Q d_w}{2\pi(b^2 - a^2)E}, \quad (3.23)$$

где μ – коэффициент Пуассона резины, из которой изготовлена втулка;

$$U_2 = -\frac{d_w P}{2E} \left(\frac{d_w^2 + 4a^2}{d_w^2 - 4a^2} - \mu \right). \quad (3.24)$$

Решая совместно выражения (3.23) и (3.24) по условию (3.22), определяем радиальное давление P на контакте стопорного кольца с породными стенками шпура

$$P = \frac{\mu Q}{\pi(b^2 - a^2)} \frac{1}{\frac{d_w^2 + 4a^2}{d_w^2 - 4a^2} - \mu}. \quad (3.25)$$

Подставляя значение P в формулу (3.21) для стопорящего момента M_{C_1} эластичной втулки окончательно получим

$$M_{C_1} = \frac{\mu Q \Delta d_w^2 n}{2(b^2 - a^2) \left(\frac{d_w^2 + 4a^2}{d_w^2 - 4a^2} - \mu \right)}. \quad (3.26)$$

Для оценки возможностей распора эластичной втулки удобно проанализировать отношение стопорящего M_{C_1} и проворачивающего моментов M_{II}

$$K_1 = \frac{M_{C_1}}{M_{II}} = \frac{\mu Q \Delta d_w^2 n}{\left[\frac{S}{\pi} + 0,1(d + a + b) \right] (b^2 - a^2) \left(\frac{d_w^2 + 4a^2}{d_w^2 - 4a^2} - \mu \right)}. \quad (3.27)$$

При $K_1 > 1$ будет обеспечена надежность установки эластичной втулки в начальный момент ее распора.

Покажем возможность распора эластичной втулки на численном примере: $d_w = 42$ мм, $b = 20$ мм, $a = 12$ мм, $d = 20$ мм, $\Delta = 2$ мм, $S = 1$ мм, $n = 3$ шт., $\mu = 0,45$. В результате расчетов получено значение $K_1 = 2,22$. Таким образом, для данного примера стопорящий момент эластичной втулки более, чем в два раза превосходит проворачивающий момент, что обеспечивает надежность ее распора в начальный момент установки.

Из формулы (3.26) видно, что стопорящий момент M_{C_1} линейно зависит от количества стопорных колец n . Расчеты по формуле (3.27) показали, что для стандартных наиболее употребляемых диаметров шпура и несущего стержня анкера достаточно не более трех стопорящих колец ($n = 3$) для обеспечения неповорота эластичной втулки и надежного ее распора в начальный момент.

Теперь рассмотрим вторую позицию обеспечения надежности распора эластичной втулки в начальный момент, касающуюся условия неповорота гайки 4 относительно втулки 2 при вращении несущего стержня (см. рис. 3.2, а).

Проворачивающий момент M_{II} остается тем же, то есть определяется по формуле (3.20). Стопорящий момент M_{C_2} возникает по контакту гайки 4 с торцом эластичной втулки 2 и равен

$$M_{C_2} = Q \frac{b+a}{2} f_2, \quad (3.28)$$

где f_2 – коэффициент трения резины по стали (обычно $f_2 = 0,6..0,8$).

По аналогии с ранее изложенным оценим надежность распора эластичной втулки в начальный период по отношению K_2 стопорящего момента M_{C_2} и проворачивающего момента M_{II}

$$K_2 = \frac{M_{C_2}}{M_{II}} = \frac{\mu Q \Delta d_{un}^2 n}{\frac{S}{\pi} + 0,1(d+a+b)} f_2. \quad (3.29)$$

При $K_2 > 1$ обеспечивается надежность распора эластичной втулки в начальный момент. Определим значение K_2 для указанных выше исходных данных и при $f_2 = 0,7$. Расчет по формуле (3.29) дает следующий результат $K_2 = 4,08$, то есть стопорящий момент M_{C_2} более, чем в четыре раза превышает проворачивающий момент M_{II} . Это указывает на достаточность сил трения между гайкой и торцом эластичной втулки для удержания гайки от проворота, а также на отсутствие необходимости усиливать данный контакт посредством выполнения торца гайки с выступающим упором, а торца втулки с соответствующим углублением, как это имеет место в существующей конструкции эластичного замка податливого анкера [6].

Второе направление – обеспечение надежности распора эластичной втулки на заключительной стадии и достижение радиальных напряжений σ_r (см. рис. 3.2, б) величины, обеспечивающей требуемую прочность закрепления N анкера, также не менее важно.

Когда при сжатии эластичной втулки осевыми напряжениями

$$\sigma_z = \frac{Q}{\pi(b_1^2 + a_1^2)}, \quad (3.30)$$

где b_1 и a_1 – текущие наружный и внутренний радиусы эластичной втулки, ее наружная поверхность достигает породных стенок шпура $\left(b_1 = \frac{d_{un}}{2}\right)$ и на этом контакте возникают радиальные напряжения σ_r (см. рис. 3.2, б). При этом сформулировано новое условие: когда радиальные напряжения σ_r достигнут требуемого значения $(\sigma_r)_T$, при котором достигается заданная прочность закрепления N анкера, текущий внутренний радиус a_1 эластич-

ной втулки не должен быть меньше радиуса несущего стержня $\frac{d}{2}$, то есть

$$\text{при } \sigma_r = (\sigma_r)_T \quad a_1 = \frac{d}{2}. \quad (3.31)$$

При сжатии эластичной втулки ее внутренняя поверхность перемещается в сторону несущего стержня. Если образуется контакт по внутренней поверхности втулки с несущим стержнем, то возникают радиальные напряжения на этом контакте, которые (благодаря высокому значению коэффициента трения f) порождают большой момент сопротивления при дальнейшем вращении несущего стержня, превышающий проворачивающий момент M_{II} . При этом может возникнуть ситуация когда проворачивать стержень вручную не представится возможным и мы не сможем достичь требуемых радиальных напряжений $(\sigma_r)_T$ на контакте с породными стенками шпура, а следовательно, не достигается заданная прочность закрепления N анкера.

Текущий внутренний радиус эластичной втулки определяется по формуле

$$a_1 = a - u_3 - u_4, \quad (3.32)$$

где u_3 и u_4 – радиальные перемещения внутренней поверхности втулки от действия осевых σ_z и радиальных σ_r напряжений, соответственно.

Согласно [21]

$$u_3 = \mu \frac{\sigma_z}{E} a_1; \quad (3.33)$$

$$u_4 = 2 \frac{\sigma_r}{E} \frac{b_1^2 a_1}{b_1^2 - a_1^2}. \quad (3.34)$$

Решая совместно уравнения (3.32)-(3.34), получим

$$a = a_1 \left[1 + \frac{1}{E} \left(\mu \sigma_z + 2 \sigma_r \frac{b_1^2}{b_1^2 - a_1^2} \right) \right]. \quad (3.35)$$

Для определения связи напряжений σ_z и σ_r между собой используем обоснованное ранее условие абсолютной жесткости породных стенок шпура:

$$\text{при } b_1 = \frac{d_{ш}}{2} \quad u = 0. \quad (3.36)$$

На наружной поверхности радиальное перемещение эластичной втулки состоит из двух составляющих: от напряжений σ_z и σ_r .

$$u_5 = \mu \frac{\sigma_z d_{uw}}{2E}; \quad (3.37)$$

$$u_6 = \frac{\sigma_r d_{uw}}{2E} \left(\frac{d_{uw}^2 + 4a_1^2}{d_{uw}^2 - 4a_1^2} - \mu \right). \quad (3.38)$$

Решая совместно уравнения (3.36)-(3.38), получаем зависимость напряжений σ_z от σ_r

$$\sigma_z = \sigma_r \left[\frac{d_{uw}^2 + 4a_1^2}{\mu(d_{uw}^2 - 4a_1^2)} - 1 \right]. \quad (3.39)$$

Требуемые радиальные напряжения $(\sigma_r)_T$, при которых достигается заданная прочность закрепления N анкера, определяются в зависимости от N и других параметров с использованием уравнения, полученного в работе [6]

$$(\sigma_r)_T = \frac{N}{7,35d_{uw}f \sqrt{\frac{E_{II}}{G}(d_{uw}^2 - 4a_1^2)} \left\{ 1 - \exp \left[-0,94l_2 \sqrt{\frac{G}{E_{II}(d_{uw}^2 - 4a_1^2)}} \right] \right\}}, \quad (3.40)$$

где l_2 – длина эластичной втулки в конечном сжатом состоянии (см. рис. 3.2, б).

Длина l_2 втулки в сжатом состоянии определяется по условию практической несжимаемости резины в объемном напряженном состоянии

$$l_2 = l \left[2 - \frac{d_{uw}^2 - d^2}{4(b^2 - a^2)} \right]. \quad (3.41)$$

Теперь имеются все необходимые зависимости для определения минимального допустимого внутреннего радиуса a эластичной втулки. Для этого решаем совместно уравнения (3.35), (3.39), (3.40) с учетом условия (3.31)

$$a = \frac{d}{2} \left[1 + \frac{2N \frac{d_{uw}^2 + d^2}{d_{uw}^2 - d^2}}{14,7d_{uw}Ef \sqrt{\frac{E_{II}}{G}(d_{uw}^2 - d^2)} \left\{ 1 - \exp \left[-0,94 \left(2 - \frac{d_{uw}^2 - d^2}{4(b^2 - a^2)} \right) \sqrt{\frac{G}{E_{II}(d_{uw}^2 - d^2)}} \right] \right\}} \right]. \quad (3.42)$$

Уравнение (3.42) по определению минимально допустимого внутреннего радиуса a эластичной втулки является трансцендентным и в явном виде не решается. Поэтому для определения параметра a использованы приближенные методы, а на базе проведенных расчетов построена номограмма

для оперативного определения радиуса a в зависимости от параметров замка анкера и породы.

По формуле (3.42) построена номограмма, приведенная на рис. 3.3, правила использования которой поясняется на следующем примере: $d = 20$ мм, $l = 0,1$ м (в замке анкера располагается одна эластичная втулка), $E_1 / G = 10^3$, $E = 10$ МПа, $N = 70$ кПа. В соответствии с ходом ключа (пунктирная линия) расчет ведется последовательно по квадрантам 1-2, 3-8 следующим образом. Из отметки $d = 20$ мм на вертикальной шкале квадранта 1 проводим горизонталь до линии $E_1 / G = 10^3$, откуда

опускаем перпендикуляр в квадрант 2 до пересечения с кривой $l = 0,1$ м. Из точки пересечения проводим горизонталь до правой шкалы квадранта 2, на которой определяем точку 0,6. Это значение служит в качестве параметра в квадранте 4. Далее от горизонтальной шкалы квадранта 3 опускаем перпендикуляр до пересечения с линией $E_1 / G = 10^3$, откуда проводим горизонталь в квадрант 4 до прямой $E = 10$ МПа; затем опускаем перпендикуляр в квадрант 5 до линии $d = 20$ мм и проводим горизонталь в квадрант 6 до линии со значением параметра 0,6, определенного ранее на правой шкале квадранта 2. Из точки пересечения опускаем перпендикуляр в квадрант 7 до прямой $N = 70$ кПа, откуда проводим горизонталь в квадрант 8 до линии $d = 20$ мм и, опуская перпендикуляр на горизонтальную шкалу квадранта 8, получаем результат расчетов $a = 12,5$ мм.

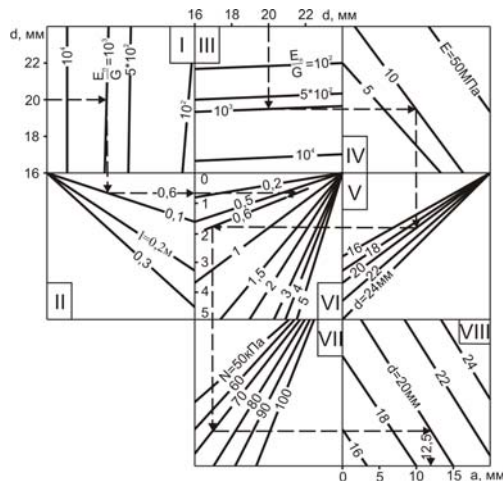


Рис. 3.3. Номограмма для определения минимально допустимого начального внутреннего радиуса эластичной втулки

Таким образом, при заданных выше исходных данных внутренний радиус эластичной втулки должен быть не меньше 12,5 мм во избежание контакта ее внутренней поверхности с вращающимся при распоре замка несущим стержнем для предотвращения резкого возрастания требуемого крутящего момента, прилагаемого к несущему стержню в период распора замка податливого анкера.

В заключение следует отметить, что на базе аналитического расчета доказана надежность распора эластичной втулки усовершенствованного замка податливого анкера в начальный период распора, а также разработан аналитический и графический методы расчета минимального допустимого внутреннего радиуса эластичной втулки, при котором существенно упрощается конструкция замка податливого анкера.

3.4. АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛАСТИЧНОГО ЗАМКА ПОДАТЛИВОГО АНКЕРА ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ОСЕВЫХ УСИЛИЙ

Исходя из особенностей условий работы анкера с эластичным замком после его установки составлена расчетная схема задачи, рассматривающая воздействие (по принципу суперпозиции) только осевых усилий $N_1 = \pi(b^2 - a^2)\sigma_o$ со стороны деформирующегося породного массива, равных в пределе несущей способности анкера. На эластичную втулку на верхнем торце ($Z = 0$) приложены осевые усилия σ_o , которые вызывают поперечное расширение эластичной втулки, деформирующейся в стесненных условиях, и появление за счет этого радиальных напряжений σ_r и касательных напряжений τ_{rz} . Нижний торец эластичной втулки ($Z = h$) свободен от осевых усилий.

Задача решена в рамках линейной теории упругости с использованием основных уравнений осевой симметрии [21] и получены выражения, определяющие компоненты напряжений в эластичной втулке.

$$\sigma_z = \sigma_o \left(ch\lambda z - \frac{ch\lambda h}{sh\lambda h} sh\lambda z \right); \quad (3.43)$$

$$\sigma_r = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z; \quad (3.44)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\sigma_o}{\omega} \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \left(ch\lambda z - \frac{ch\lambda h}{sh\lambda h} sh\lambda z \right) \left[\frac{K_1\left(\frac{\lambda}{\omega} a\right)}{J_1\left(\frac{\lambda}{\omega} a\right)} J_1\left(\frac{\lambda}{\omega} r\right) - K_1\left(\frac{\lambda}{\omega} r\right) \right] \times$$

$$\times \left[\frac{K_1\left(\frac{\lambda}{\omega} a\right)}{J_1\left(\frac{\lambda}{\omega} a\right)} J_0\left(\frac{\lambda}{\omega} r\right) - K_0\left(\frac{\lambda}{\omega} r\right) \right]. \quad (3.45)$$

Основная задача анализа состояла в изучении особенностей распределения компонент напряжений, возникающих в эластичной втулке при приложении осевых усилий σ_o , для создания методики расчета рациональных параметров податливого анкера.

На рис. 3.4 приведены графики функций распределения осевых нормальной $\frac{\sigma_z}{\sigma_o}$ и касательной $\frac{\tau_{rz}}{\sigma_o}$ компонент напряжений по координате Z при длине втулки $h = 0,3$ м. Компонента σ_z изменяется от максимального значения $\sigma_z = \sigma_o$ на загруженном торце втулки ($Z = 0$) и до нулевого значения ($\sigma_z = 0$) на свободном торце втулки ($Z = h$). Касательные напряжения τ_{rz} , действующие по поверхности контакта втулки с породными стенками шпура, также имеют максимум на загруженном торце и асимптотически снижаются с увеличением осевой координаты Z .

Характер распределения компонент σ_z и τ_{rz} существенным образом зависит от соотношения деформационных характеристик материала втулки и вмещающих пород, а также от геометрических параметров втулки и шпура (см. рис. 3.4). Влияние указанных параметров учитывает в решении коэффициент λ , значения которого определяются на основе метода [22] при рассмотрении совместного деформирования контакта втулки с породными стенками шпура. На рис. 3.4 видно, что с увеличением модуля деформации E_{II} породных стенок шпура и (как показали расчеты) с уменьшением модуля сдвига материала втулки характер распределения касательных напряжений τ_{rz} стремится к более равномерному с одновременным уменьшением максимумов τ_{rz} . При этом более равномерно нагружены различные по оси Z участки контакта и несущая способность анкера по фактору прочности его закрепления в шпуре возрастает.

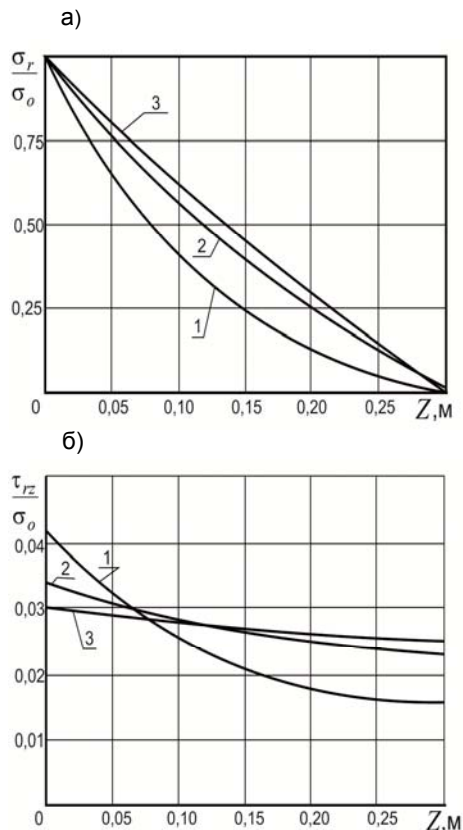


Рис. 3.4. Распределение осевых нормальной $\frac{\sigma_z}{\sigma_o}$ (а) и касательной $\frac{\tau_{rz}}{\sigma_o}$ (б) компонент напряжений по длине h эластичной втулки при: 1 – $E_{II} = 10^3$ МПа; 2 – $E_{II} = 10^4$ МПа; 3 – $E_{II} = 5 \times 10^4$ МПа

В меньшей степени влияет на характер распределения компонент σ_z и τ_{rz} толщина стенки эластичной втулки и диаметр шпура, хотя имеет место общая тенденция к более равномерному распределению компоненты τ_{rz} с увеличением толщины втулки и диаметра шпура.

Таким образом, при конструировании распорных втулок желательно применять легко деформирующийся материал с как можно меньшим модулем сдвига, а также выполнять втулки толстостенными насколько это позволяют размеры шпура и несущего стержня.

3.5. РАСЧЕТ ПОДАТЛИВОГО АНКЕРА С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОН

На основе анализа напряженного состояния эластичной втулки определена несущая способность анкера по фактору прочности закрепления в шпуре его эластичного замка

$$N_1 = 2\pi b \int_0^h \tau_{rz}(Z) dz, \quad (3.46)$$

или

$$N_1 = 2\pi b (\tau_{rz})_{max} \int_0^h \varphi(Z) dz, \quad (3.47)$$

где $(\tau_{rz})_{max}$ – максимум касательных напряжений, действующих по поверхности контакта эластичной втулки с породными стенками шпура;

$\varphi(Z)$ – функция распределения касательных напряжений по длине втулки.

В результате анализа напряженно-деформируемого состояния втулки установлено, что максимум касательных напряжений $(\tau_{rz})_{max}$ возникает на загруженном конце втулки, т.е. при $Z = 0$. Предельная величина $(\tau_{rz})_{max}$ определяется силами трения

$$(\tau_{rz})_{max} = \sigma_r f_{mp}, \quad (3.48)$$

где f_{mp} – коэффициент трения эластичной втулки по вмещающей шпур породе.

Величина радиальных напряжений σ_r ограничивается условием сохранения целостности породных стенок шпура и можно положить $\sigma_r = \sigma_{сж}$, тогда

$$(\tau_{rz})_{max} = \sigma_{сж} f_{mp}, \quad (3.49)$$

где $\sigma_{сж}$ – предел прочности стенок шпура на одноосное сжатие.

При достижении касательными напряжениями τ_{rz} на загруженном конце втулки величины, определяемой по формуле (3.49), начинается режим скольжения анкера, то есть он начинает работать в податливом режиме.

На базе проведенных расчетов функции распределения $\varphi(Z)$ касательных напряжений и их обработки с использованием методов корреляционно-дисперсионного анализа установлена зависимость для определения прочности закрепления анкера в шпуре

$$N_1 = 29,4b\sigma_{сж}f_{mp} \left[\frac{E_{II}}{G} (b^2 - a^2) \right]^{0,5} \left\{ 1 - \exp \left\{ -0,47h \left[\frac{G}{E_{II}(b^2 - a^2)} \right]^{0,5} \right\} \right\}, \quad (3.50)$$

где E_{II} – модуль деформации породных стенок шпура.

Несущая способность анкера по фактору прочности на разрыв несущего стержня определяется по формуле

$$N_2 = \frac{\pi d^2}{4} \sigma_T, \quad (3.51)$$

где d – диаметр несущего стержня;

σ_T – предел текучести материала несущего стержня.

Рациональная длина h эластичной втулки определяется из условия, которое формулируется следующим образом: несущая способность анкера по фактору прочности его закрепления в шпуре должна быть равна несущей способности по фактору прочности на разрыв несущего стержня. Решая совместно уравнения (3.50) и (3.51), получено выражение по расчету рациональной длины эластичной втулки

$$h = -2,13 \left[\frac{E_{II}(b^2 - a^2)}{G} \right]^{0,5} \ln \left\{ 1 - 2,67 \times 10^{-2} \frac{d^2 \sigma_T}{b \sigma_{сж} f_{mp}} \left[\frac{G}{E_{II}(b^2 - a^2)} \right]^{0,5} \right\}. \quad (3.52)$$

На рис. 3.5 приведены зависимости прочности закрепления анкера N_1 в шпуре от прочностных и деформационных характеристик эластичной втулки и породных стенок шпура. Величина N_1 имеет линейную зависимость от радиальных напряжений σ_r , максимально допустимая величина которых определяется сопротивлением породных стенок шпура сжатию.

Прочность закрепления анкера N_1 также зависит от соотношения $\frac{E_{II}}{G}$ деформационных характеристик втулки и породных стенок шпура. С увеличением $\frac{E_{II}}{G}$ прочность закрепления анкера N_1 возрастает, причем более существенно.

венно при $h = 0,3$ м. Это объясняется тем, что с увеличением отношения $\frac{E_{II}}{G}$ (что соответствует снижению модуля сдвига материала втулки G при постоянном E_{II}) касательные напряжения распределяются по длине втулки более равномерно (см. рис. 3.4). Увеличение длины втулки h способствует возрастанию прочности закрепления анкера в шпуре.

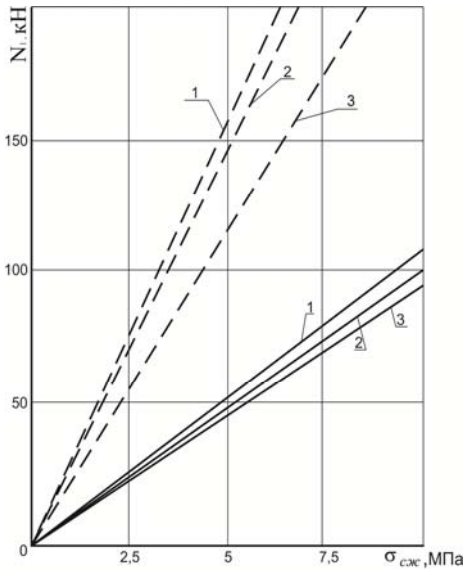


Рис. 3.5. Зависимость прочности закрепления N_1 анкера от величины сопротивления породных стенок шпура сжатию $\sigma_{сжс}$ при: $1 - \frac{E_{II}}{G} = 5 \cdot 10^3$;

$$2 - \frac{E_{II}}{G} = 10^3; 3 - \frac{E_{II}}{G} = 10^2;$$

$$\text{— } h = 0,1 \text{ м; } \text{- - - } h = 0,3 \text{ м}$$

Зависимость рациональной длины h эластичной втулки, обеспечивающей равнопрочность анкера, от сопротивления сжатию $\sigma_{сжс}$ породных стенок шпура приведена на рис. 3.6. С возрастанием $\sigma_{сжс}$ уменьшается необходимая длина h эластичной втулки, что вполне закономерно, так как можно приложить большие радиальные напряжения на контакте и увеличить тем самым действующие на поверхности контакта касательные напряжения τ_{rz} .

Увеличение отношения $\frac{E_{II}}{G}$ приводит к уменьшению необходимой длины эластичной втулки, поскольку при этом касательные напряжения τ_{rz} распределяются более равномерно и требуемая прочность закрепления анкера реализуется на меньшей длине контакта втулки с породными стенками шпура.

В заключение следует отметить, что для повышения прочности закрепления N_1 анкера и уменьшения рациональной длины h эластичной втулки ее следует изготавливать из легко деформируемого материала с малой величиной модуля сдвига G .

3.6. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПАРАМЕТРОВ ПОДАТЛИВОГО АНКЕРА

Целью экспериментальных исследований процессов взаимодействия разработанной конструкции податливого анкера с породным массивом яв-

ляется определение в натуральных условиях его основных параметров (деформационно-силовой характеристики, несущей способности, рациональной длины эластичной втулки и т.п.), сравнение экспериментальных и расчетных зависимостей и разработка на этой основе методики расчета рациональных параметров податливого анкера с эластичной втулкой.

Экспериментальные исследования проводились на шахте «Заря» ГХК «Торезантрацит» и шахте «Юбилейная» ГХК «Павлоградуголь».

Методика исследований заключалась в следующем. Определялась деформационно-силовая характеристика (то есть зависимость реакции сопротивления N_1 анкера от величины смещения U его наружного конца) анкера при его установке в двух типах пород – песчанике и глинистом сланце. Песчаник (шахта «Заря») прочностью на сжатие $\sigma_{сж} = 121$ МПа, модуль деформации $E_{II} = 2,6 \cdot 10^3$ МПа, коэффициент трения по резине $f_{mp} = 0,78$. Механические характеристики глинистого сланца (шахта «Юбилейная») следующие: предел прочности породы на сжатие $\sigma_{сж} = 32$ МПа, модуль деформации $E_{II} = 1,4 \cdot 10^3$ МПа, коэффициент трения по резине $f_{mp} = 0,72$.

Переменными параметрами анкера являются: длина эластичной втулки ($h = 0,1$ м; $0,2$ м; $0,3$ м), поперечные размеры втулки ($b = 20$ мм; $a = 10$ мм; 12 мм; 14 мм), диаметр несущего стержня ($d = 20$ мм; 22 мм; 24 мм), состав смеси для изготовления втулок ($G = 0,43$ МПа; $0,78$ МПа; $1,52$ МПа).

Осевые усилия N_1 создавались прибором ПА-3, смещение U наружного конца анкера определялось по линейке с точностью до 1 мм.

Величина радиальных напряжений σ_r , действующих по контакту втулки с породными стенками шпура в период распора втулки, определялась по величине момента M_p распора втулки с помощью динамометрического ключа

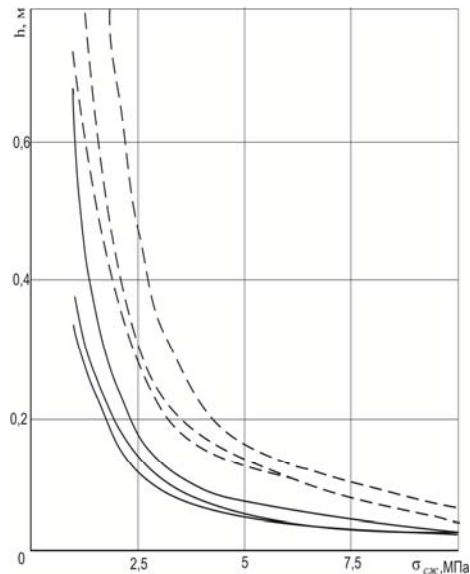


Рис. 3.6. Зависимость рациональной длины h эластичной втулки от величины сопротивления породных стенок шпура сжатию $\sigma_{сж}$ при:

$$1 - \frac{E_{II}}{G} = 5 \cdot 10^3; \quad 2 - \frac{E_{II}}{G} = 10^3;$$

$$3 - \frac{E_{II}}{G} = 10^2;$$

$$\text{— } d = 20 \text{ мм; } \text{--- } d = 28 \text{ мм}$$

$$\sigma_r = \frac{2M_p}{\pi(b^2 - a^2)} \left\{ d_1 \left[\frac{2t}{\pi(d_1 + d_2)} + 1,15f_1 \right] \left[1 - \frac{2,3tf_1}{\pi(d_1 + d_2)} \right]^{-1} + (a + b)f_1 \right\}^{-1}, \quad (3.58)$$

где M_p – момент распора эластичной втулки при установке анкера;

d_1 – диаметр несущего стержня по поверхности резьбы;

t – шаг резьбы;

f_1 – коэффициент трения стали по стали.

Всего было проведено 68 опытов по определению деформационно-силовой характеристики податливого анкера.

На экспериментальных графиках четко прослеживается максимум реакции сопротивления анкера, который характеризует начало режима скольжения. В податливом режиме работы реакция сопротивления анкера несколько снижается (в среднем на 13-17%) в интервале смещения наружного конца анкера $U = 25...150$ мм и при дальнейшем смещении анкер работает практически в режиме постоянного сопротивления. Аналогичные результаты были получены в работе [23], где испытывалась другая конструкция анкера с распорной эластичной втулкой. Также был выявлен максимум реакции анкера в интервале смещений 15-100 мм, который в среднем на 15% превышает величину реакции анкера в податливом режиме работы.

Некоторое снижение реакции анкера в податливом режиме работы объясняется уменьшением сил трения материала втулки о породу за счет смятия втулкой при ее смещении различного рода неровностей поверхности шпура.

Определенная в шахтных условиях прочность закрепления анкера оказалась несколько ниже расчетной: максимум реакции анкера – в среднем на 4-6%, а реакция анкера в режиме скольжения – на 16-20%. Поэтому в выражении (3.50) по расчету прочности закрепления анкера в шпуре следует ввести (с некоторым запасом прочности) поправочный коэффициент 0,8.

Экспериментальные графики функции $N_1(\sigma_r)$ подтверждают практически линейную связь между реакцией сопротивления N_1 анкера и радиальными напряжениями σ_r распора втулки. При закреплении анкеров в песчанике их сопротивление выдергиванию выше, чем при закреплении в глинистом сланце, что подтверждает установленное аналитически влияние деформационных свойств пород на прочность закрепления анкеров. Величина N_1 , определенная в шахтных условиях, в режиме скольжения оказалась ниже расчетной в среднем на 15-20%.

В процессе шахтных испытаний податливых анкеров изучалось также влияние толщины стенки эластичной втулки (при постоянном диаметре шпура $d_{ш} = 42$ мм изменялся внутренний диаметр распорной втулки от $2a = 20$ мм, $2a = 28$ мм) на прочность ее закрепления в шпуре. Оказалось, что

изменение внутреннего диаметра эластичной втулки в указанном интервале в весьма малой степени (в среднем отклонения составляют 3-5%) сказываются на изменении прочности закрепления анкера.

Поэтому можно применять необходимые диаметры несущих стержней (для выполнения условия равнопрочности конструкции) без потери прочности закрепления эластичной втулки в шпуре.

В целом проведенный комплекс шахтных исследований показал достаточную эффективность работы податливого анкера, способного развивать высокую реакцию сопротивления выдергивающим усилиям и работающего как в жестком, так и в податливом режимах. Результаты экспериментов подтвердили основные зависимости аналитического метода расчета рациональных параметров распорного анкера (отклонение экспериментальных зависимостей от расчетных не превышало в среднем 15-20% при надежности 0,95).

На базе проведенных аналитических и экспериментальных исследований по изучению процессов взаимодействия усовершенствованной конструкции податливого анкера с приконтурным породным массивом рассчитываются рациональные параметры анкерной крепи, осуществляемые в следующей последовательности.

По требуемой величине несущей способности N анкера рассчитывается диаметр несущего стержня

$$d \geq 1,27 \sqrt{\frac{N}{\sigma_T}}, \quad (3.59)$$

и выбирается ближайший больший стандартный диаметр стержня.

По условию равнопрочности конструкции анкера определяется необходимая длина эластичной втулки по формуле

$$h \geq -2,13 \left[\frac{E_{II}}{G} (b^2 - a^2) \right]^{0,5} \ln \left\{ 1 - 3,34 \times 10^{-2} \frac{d^2 \sigma_T}{b \sigma_{сжс} f_{np}} \left[\frac{G}{E_{II} (b^2 - a^2)} \right]^{-0,5} \right\} \quad (3.60)$$

и выбирается ближайшее большее число секций эластичной втулки.

Рассчитывается необходимый момент M_p распора втулки анкера для создания по поверхности контакта втулки с породными стенками шпура радиальных напряжений $\sigma_r = \sigma_{сжс}$

$$M_p = \frac{\pi}{2} (b^2 - a^2) \sigma_{сжс} \left\{ d_1 \left[\frac{2t}{\pi(d_1 + d_2)} + 1,15 f_1 \right] \times \right. \\ \left. \times \left[1 - \frac{2,3 t f_1}{\pi(d_1 + d_2)} \right]^{-1} + (a + b) f_1 \right\}. \quad (3.61)$$

При установке анкеров в крепких и средней крепости породах радиальные напряжения σ_r распора втулки ограничиваются величиной момента распора M_p исходя из условия, что при стандартной длине ключа для затяжек гаек крепи, равной 0,45м, величина усилия при распоре анкера не должна превышать 150-200 Н, то есть, момент M_p имеет значение в пределах $M_p = 60...90$ Нм. При этом величина радиальных напряжений σ_r , действующих по контакту втулки с породными стенками шпура, определяется по формуле (3.58).

4. АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ РАМНЫХ И АНКЕРНЫХ КРЕПЕЙ В ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТКАХ

4.1. ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ВМЕЩАЮЩИХ ВЫЕМОЧНУЮ ВЫРАБОТКУ ГОРНЫХ ПОРОД

Проблема обеспечения устойчивости выемочных выработок на шахтах Донецкого бассейна, особенно разрабатывающих весьма тонкие и тонкие угольные пласты, с каждым годом приобретает все большее значение, поскольку повышается общая протяженность подземных выработок и глубина их расположения.

Существенное ухудшение состояния горных выработок на глубоких горизонтах связано главным образом с повышением общей напряженности вмещающих пород, вследствие чего процесс разрушения пород является более интенсивным и продолжительным, что приводит к необходимости выполнения больших объемов ремонтных работ. Особенно велики затраты на поддержание выработок, подверженных влиянию очистных работ. Из общих ежегодных затрат по Донбассу на поддержание выемочных выработок приходится около 90%. Это объясняется, во-первых, значительной протяженностью выработок, а, во-вторых, большой трудоемкостью ремонтных работ. Основные операции по креплению, перекреплению и частичному ремонту этих выработок выполняются, как правило, вручную и весьма трудно поддаются механизации. Поэтому основным направлением при решении задачи снижения себестоимости добываемого угля должно быть безремонтное их поддержание.

Вне зоны влияния очистных работ выемочные выработки, пройденные по крепким и средней крепости породам, как правило, находятся в устойчивом состоянии. Величина сближения пород кровли и почвы изменяется в пределах от 30÷75 мм для крепких пород (песчаник с коэффициентом крепости $f = 10 \div 14$) и до 100÷150 мм для пород средней крепости (песчанистый сланец, $f = 6 \div 8$). Сближение боков находится в пределах 40-80 мм и составляет 30-50% от величины вертикальных смещений. Пучения почвы выработки практически не наблюдается. Такая величина конвергенции вмещающих выработку пород находится в пределах допустимой вертикальной и боковой податливости крепи КМП-А3. Количество деформированных рам и их элементов составляет всего 3-7% и выработки в целом находятся в удовлетворительном эксплуатационном состоянии. Устойчивость же выемочных выработок, пройденных по породам ниже средней крепости, существенно уменьшается.

Вместе с тем очистные работы приводят к резкому ухудшению состояния выемочных выработок для всех исследуемых горно-геологических условий.

Влияние очистных работ начинает сказываться за 50-80 м до забоя лавы. По мере подхода лавы к исследуемому сечению выработки интенсивность смещений пород возрастает и наибольшая скорость наблюдается на участке 10-20 м впереди и позади очистного забоя. Общая величина сближения кровли и почвы, а также боков выработки на расстоянии 60÷80 м позади лавы достигает значительных величин и составляет соответственно 1000÷1400 мм и 400÷600 мм и больше. В то же время рамная крепь (особенно широко применяемая в Донбассе арочная податливая трезвенная типа КМП-А3) не обладает такой величиной вертикальной и боковой податливости. Например, вертикальная податливость крепи КМП-А3 составляет порядка 300 мм, а боковая – до 100 мм. По этой причине происходит пластическое деформирование элементов крепи и в целом она выходит из строя. Замки крепи, как правило, разрушаются: если радиус свода верхняка меньше, чем радиус изгиба верхней части стойки, то при значительных вертикальных смещениях разрезается сам спецпрофиль стойки; в противном случае разрываются замковые соединения. В обоих вариантах рамная крепь резко теряет несущую способность. Нередки случаи (при вертикальных смещениях, превышающих 1 м, и пучении почвы), когда верхняя рама почти доходит до почвы выработки. При значительных боковых смещениях также наблюдается разрушение замков, что приводит к тому же негативному результату. В целом рамная крепь на 70-90% своего количества выходит из строя и выработка становится непригодной к повторному использованию. Поэтому в технологических схемах отработки выемочных столбов предусматривается охрана выемочных штреков, например, полосами из железобетонных плит и твердеющих смесей, деревянными кострами, органной крепью, реже угольными целиками и т.д. Это мероприятие способствует снижению вертикальных смещений пород на 25-40%.

Однако, как показал анализ состояния крепи выемочных выработок, существует еще одна причина, способствующая выходу крепи из строя. Эта причина заключается в следующем. При ведении очистных работ развиваются значительные вертикальные нагрузки, нередко достигающие 3÷10 МПа, сопротивляться которым рамная крепь просто не в состоянии, поскольку ее несущая способность на один – полтора порядка ниже. Благодаря своей податливости рамная крепь «уходит» от этих высоких нагрузок и воспринимает относительно небольшую их часть, соответствующую сопротивлению рамной крепи в режиме податливости. Большая часть нагрузок передается на охранные элементы, препятствующие опусканию кровли пласта. В то же время из-за относительно небольшой ширины охранные элементы являются своего рода концентраторами напряжений, собирая нагрузку со значительной площади опускающейся кровли на довольно ограниченную площадь охранный элемент. Последний передает собранную нагрузку на породы почвы пласта также на ограниченной площади. При этом охранный элемент действует как штамп на почву пласта, значительно повышая ее напряженное состояние, нередко приводя к разрушению. При проведении

выемочных выработок с нижней подрывкой образуется породная берма значительной высоты (1-1,5 м). Нагрузки от охранного элемента вызывают деформирование пород бермы в направлении выемочной выработки: при этом, с одной стороны, породы бермы выдавливаются в полости выработки, а с другой стороны, происходит выдавливание (пучение) почвы выработки. То есть коренным образом изменяется характер нагружения рамной крепи: на стойку рамы действует высокая боковая нагрузка со стороны бермы штрека и стойка опирается на деформирующийся внутрь выработки породный слой.

Такому характеру нагружения традиционно применяемые конструкции незамкнутых рамных крепей не соответствуют, что и проявляется на практике в том, что стойки рамы, пластически деформируясь и разрушая замки податливости, сближаются друг с другом, крепь теряет устойчивую форму и ее несущая способность резко падает. Поэтому выявленные особенности проявлений горного давления в выемочных выработках требуют дополнительных мероприятий по изменению характера взаимодействия крепи с породами бермы и преобразования деформационно-силовой характеристики самой крепи.

4.2. АНАЛИЗ НАПРАВЛЕНИЙ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ КРЕПЕЙ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК

Изложенные выше результаты наблюдений однозначно указывают на несоответствие деформационно-силовой характеристики, широко применяемых конструкций рамных крепей выемочных выработок, характеру проявлений горного давления. Это несоответствие можно устранить двумя путями. Во-первых, снизить боковую нагрузку на крепь путем упрочнения пород бермы и повышения тем самым их устойчивости. Во-вторых, изменить деформационно-силовую характеристику самой рамной крепи в направлении повышения ее сопротивления боковым нагрузкам и увеличения боковой податливости.

Усиление сопротивления рамной крепи в боковом направлении можно осуществить несколькими путями. В работе [24] предложена новая конструкция крепи шатровой податливой с удлиненными стойками (КШПУ), нашедшей широкое распространение на шахтах Западного Донбасса. Наклонное расположение стоек рамной крепи увеличивает ее боковую податливость без потери устойчивости и снижает тем самым величину боковой нагрузки со стороны пород бермы. Однако реакция сопротивления боковой нагрузке у этой конструкции незначительно повышается в условиях, когда удлиненные стойки крепи не вдавливаются в породы почвы. Другим конструктивным решением, часто применяемым при высоких боковых нагрузках и пучении пород, является установка крепи с обратным сводом [25-27]. При этом лежень обратного свода выполняет функции опор стоек крепи при ее

нагрузке в боковом направлении и несущая способность крепи в этом направлении резко увеличивается. К недостаткам данной конструкции следует отнести существенно повышенную ее стоимость и трудоемкость установки в сравнении с традиционными незамкнутыми рамными крепями.

Что же касается реализации принципа совмещения упрочнения пород бермы и усиления сопротивления рамной крепи боковым нагрузкам, то в наибольшей степени это осуществляется в конструкциях рамно-анкерных крепей [28-41]. С одной стороны, анкера, устанавливаемые в боках выработки, упрочняют породы бермы выемочной выработки, а с другой стороны, анкера, связанные со стойками рамной крепи, сообщают ей дополнительные точки опоры, что существенно повышает сопротивляемость такой крепи боковым нагрузкам.

Рамно-анкерная крепь включает два основных элемента – раму с затяжками и анкера, связанные между собой в единую конструкцию соединительными элементами. Последние могут осуществлять податливую [28, 32-35] или жесткую [29-31, 36-41] связь рамы с анкерами и выполнены в виде стяжек из канатов, различных профилей проката и т.п., или конец анкера непосредственно крепится на стойке рамы с помощью гайки и фигурной опорной планки.

Рамно-анкерная крепь относится к классу комбинированных крепей, то есть состоит из нескольких разнородных элементов. Поэтому одна из главных задач при обеспечении эффективности работы этой конструкции – создание условий синхронной работы ее элементов в процессе деформирования под воздействием внешней нагрузки (со стороны породного массива). В противном случае рамно-анкерная крепь не выполняет предназначенных ей функций, что можно пояснить на следующем примере. Предотвращение боковых смещений породного массива в выемочных выработках требует чрезмерного (по экономическим соображениям) усиления крепи, чего и не требуется, поскольку обычная рамная крепь обладает определенной величиной податливости. Другой вопрос, чтобы боковые смещения породного контура находились в пределах этой величины боковой податливости и рамная крепь не выходила из строя. Но, так как рамная крепь обладает боковой податливостью, то необходимо, чтобы и анкера также обладали податливостью не меньшей, чем рамная крепь. По этой причине применять в сочетании с рамной крепью анкера, имеющие незначительную податливость (в пределах нескольких мм) нецелесообразно, поскольку смещающиеся в боковом направлении породы вместе с рамой приведут к созданию высокой нагрузки на такой жесткий анкер и в конечном итоге к его разрушению (разрыв несущего стержня или потеря контакта замка с породными стенками шпура). При этом рамно-анкерная крепь преобразуется в чисто рамную и мы не добиваемся в этом случае изначально желаемого результата по преобразованию деформационно-силовой характеристики крепи и упрочнению пород бермы. Таким образом, во-первых, для конструкции рамно-анкерной крепи выемочных выработок необходимо выбирать анкера, имеющие податливость, равную или превышающую прогнозируемые смещения пород бермы.

Следующей особенностью при выборе анкеров в свете требования синхронности работы элементов рамно-анкерной крепи, является обеспечение необходимой реакции сопротивления анкера на протяжении всего процесса его податливости (то есть на протяжении всего прогнозируемого интервала боковых смещений породного контура). Сущность данного требования разберем на двух разных деформационно-силовых характеристиках анкеров: с повышающейся и понижающейся в процессе податливости реакции анкера. На начальном этапе деформирования мы выбираем требуемое усиление воздействия анкера на раму из условия равнопрочности элементов конструкции рамно-анкерной крепи, то есть, когда нагрузка со стороны породного массива распределяется пропорционально несущей способности составляющих крепь элементов. Если деформационно-силовая характеристика анкера такова, что в процессе своей податливости он снижает реакцию сопротивления (несущую способность), то эта потеря несущей способности перераспределяется на рамную крепь, и она перегружается. При этом рама пластически деформируется с вероятным разрушением замков и элементов рамы и ее несущая способность существенно снижается. Кроме того, и у анкера в процессе податливости происходит снижение реакции сопротивления. Следовательно, несущая способность рамно-анкерной крепи в целом резко падает. Разберем второй вариант деформационно-силовой характеристики анкера. В процессе податливости его реакция сопротивления повышается, что конечно требует применения несущего стержня большей площади поперечного сечения. С другой стороны, рамная крепь по мере податливости все больше и больше разгружается, то есть не работает под той нагрузкой, на которую она выбиралась на начальный момент деформирования. Налицо непропорциональность нагружения элементов крепи: высокая нагрузка на анкер требует его повышенной материалоемкости (или увеличения количества анкеров), а рамная крепь остается недогруженной на последующих стадиях деформирования системы «массив – крепь». Следовательно, в данном случае наблюдается повышенная материалоемкость рамно-анкерной крепи и ее несущая способность используется не в полной мере.

В то же время многочисленными исследованиями целого ряда авторов установлено, что наиболее рациональным режимом деформирования большинства конструкций крепей при их взаимодействии с породным массивом является режим постоянного сопротивления. То же самое можно сказать и относительно деформационно-силовой характеристики анкера. Действительно, если анкер в процессе своей податливости не меняет (или почти не меняет) свою реакцию сопротивления, то практически автоматически нагрузка на элементы рамно-анкерной крепи перераспределяется пропорционально их несущей способности. Например, в начальный момент деформирования рамы на нее распределяется основная нагрузка, и рама переходит в податливый режим. Через стяжки смещающаяся стойка рамы нагружает анкер и нагрузка растет до того момента пока не достигнет несущей способности анкера. Далее анкер переходит в режим податливости, но с по-

стоянной реакцией, близкой к его несущей способности. Рамно-анкерная крепь в целом переходит в податливый режим, но при этом как анкера, так и рама полностью нагружены: анкера работают на пределе своей несущей способности, а рама, если и была недогружена в начальный момент, то по мере податливости она загружается полностью. То есть, в данном случае мы имеем равнопрочную конструкцию рамно-анкерной крепи.

Таким образом, второе условие – обеспечение равнопрочности конструкции и синхронности работы элементов рамно-анкерной крепи, – реализуется путем применения анкеров, работающих в режиме постоянного сопротивления. С этих позиций проанализируем современные конструкции анкеров.

В настоящее время исследователи разделяют все многообразие конструкций анкерной крепи на две большие группы: замковые, то есть закрепляемые на относительно небольшом участке длины шнура у его забоя; беззамковые – закрепляемые на всей или большей части длины шнура.

Беззамковые конструкции анкеров в своем большинстве представляют собой несущий стержень, который закрепляется в шнуре посредством различного рода закрепляющих составов: песчано-цементная смесь или химические составы (в основном на основе синтетических смол). В последнее время все большее распространение для крепления анкеров получили составы на основе эпоксидных, полиэфирных и фуриловых синтетических смол с введением в них соответствующих отвердителей. Химические составы для закрепления анкерной крепи обычно помещают в патронеобразные оболочки из различных материалов: полиэтилен, специальная бумага, стекло и т.п. В качестве инертных наполнителей используют песок, гранотсев небольшой крупности, измельченный шлак и другие материалы.

Для анкерной крепи с химическим креплением применяют гладкие, ребристые и с резьбой металлические стержни.

Такие конструкции анкеров получили достаточно широкое распространение, особенно в зарубежной практике крепления горных выработок, поскольку синтетические смолы имеют высокое сцепление (10-20 МПа и более) с породными стенками шнура и, соответственно, можно достигнуть большой несущей способности анкера.

Железобетонные анкера также имеют достаточно высокую прочность закрепления (100 кН и более). Их работа основана на сцеплении отвердевшей песчано-цементной смеси с арматурой и породными стенками шнура. Для изготовления песчано-цементной смеси обычно используют цементы марок 400-600 и песок средней крупности. С целью уменьшения сроков твердения смеси в нее можно вводить различные ускорители схватывания (хлористый кальций, гипс, вторичный натрий и другие компоненты).

Как правило, установка железобетонных анкеров производится двумя способами: раствор нагнетается в шнур после введения в него арматуры (несущего стержня) или арматура вводится в шнур уже заполненный песчано-цементной смесью.

В то же время на угольных шахтах Украины железобетонные анкера пока не имеют широкого распространения по причине сложной технологии их установки с применением специального оборудования и большого времени схватывания твердеющей смеси, а использование ускорителей твердения смеси еще более усложняет технологию установки железобетонных анкеров. Для упрощения этой технологии разработаны способы закрепления анкеров с помощью патронированных смесей на цементной основе.

Теперь рассмотрим, в какой степени железобетонные или сталеполимерные анкера соответствуют сформулированным нами требованиям для работы в комбинации с податливой рамной крепью выемочных выработок.

Исследования деформационно-силовой характеристики железобетонных и сталеполимерных анкеров показывают, что они достигают высокой реакции сопротивления в начальный период деформирования, когда смещение (податливость анкера) не превышает, как правило, $5\div 10$ мм. На этом участке податливость реализуется за счет упругопластического деформирования закрепляющего слоя и несущего стержня без нарушения сплошности по поверхности контакта закрепляющего слоя с породными стенками шпура. С увеличением смещения реакция сопротивления рассматриваемых анкеров резко падает, что связано с нарушением сплошности контакта и в дальнейшем анкер сопротивляется выдергивающим усилиям в основном за счет сил трения, связанных с неровностями породных стенок шпура. Таким образом, при работе этих конструкций анкеров в податливом режиме (величина смещения наружного конца анкера составляет десятки мм) их реакция сопротивления значительно уменьшается и составляет в среднем всего $20\div 50\%$ от максимальной. По этой причине железобетонные и сталеполимерные анкера не целесообразно применять в конструкции рамно-анкерной крепи выемочных выработок.

Проанализируем теперь замковые конструкции анкеров, среди которых наиболее широкое распространение получили анкера с распорным металлическим замком типа ШК, АК, АД и АР.

Анкер ШК-1м конструкции ВНИИГидроуголь состоит из несущего стержня диаметром 20 мм, двух полумуфт с рефлениями на наружной стороне, опорной плитки и натяжной гайки. Эта конструкция относительно проста и достаточно надежна в работе. Анкер АК-8 конструкции КузНИИ включает несущий стержень диаметром 20мм с ограничителем проскальзывания полумуфт на его конце. Две полумуфты с внутренней стороны имеют гнездо для направленного перемещения по замковой части несущего стержня, а проволоочная скоба, соединяющая полумуфты, удерживает их на стержне при вводе анкера в шпур. Анкер АД-1 конструкции ДонУГИ состоит из несущего стержня, двух взаимозаменяемых клиньев, опорной плиты и натяжной гайки. К верхнему клину приварена гайка; при установке клинья скользят друг по другу и распираются в стенках шпура, за счет чего обеспечивается закрепление анкера. Анкерная крепь АР-2 конструкции КНИУИ включает несущий стержень со вставленным в прорезь и приваренным клином, двух полумуфт, соединенных

проволочной скобой, опорной плитки и натяжной гайки.

Эти наиболее широко применяемые анкера практически все требуют использования установочной трубы для первоначального закрепления замка, что существенно снижает производительность труда при их установке. Кроме того рассмотренные конструкции замков предполагают значительный объем токарных и других работ по изготовлению анкера, что ведет к его удорожанию.

Вместе с тем анкера с распорными металлическими замками вполне удовлетворяют первому требованию по величине податливости, поскольку могут смещаться без потери несущей способности на достаточно значительную величину (100мм и более). Однако их деформационно-силовая характеристика в процессе податливости имеет крайне неравномерный (скачкообразный) вид. Это связано с тем, что распорный анкер приобретает податливость (смещается) за счет скола своего рода породных призм в стенках шпура: реакция сопротивления анкера возрастает до максимума, затем происходит скол (разрушение) породных стенок по поверхности их контакта с втулкой – реакция сопротивления анкера падает, после чего цикл повторяется. Таким образом в определенном интервале перемещения анкера он не работает или работает с малой реакцией сопротивления, что происходит периодически в процессе податливости анкера. Тогда при деформировании рамно-анкерной крепи также периодически будут возникать моменты резкого перенапряжения рамы, что естественно нежелательно.

В этой связи следует отметить, что в работе [6] установлено, что в наибольшей степени режим постоянного сопротивления характерен для анкеров с распорной эластичной втулкой. Их деформационно-силовая характеристика такова, что обеспечивается значительная величина податливости (несколько сотен мм) со снижением реакции сопротивления анкера (на всем интервале смещения) не более чем на 10÷20% от максимального значения. Поэтому следует применять анкера с распорными эластичными втулками, которые позволяют достигнуть в процессе деформирования рамно-анкерной крепи равнопрочности ее основных грузонесущих элементов (см. §3.1).

4.3. ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ БОКОВЫХ АНКЕРОВ КАК КРЕПИ УСИЛЕНИЯ ДЛЯ НЕЗАМКНУТЫХ РАМ ИЗ СПЕЦПРОФИЛЯ

Известно, что несущая способность любой крепи, в том числе и широко распространенной металлической арочной податливой крепи из спецпрофиля СВП, весьма существенно зависит от характера распределения по контуру крепи нагрузок со стороны породного массива. Так, при одной и той же суммарной нагрузке на крепь, но при различных видах функции ее распределения по контуру рамы несущая способность крепи может измениться в несколько раз.

На практике исключение влияния неблагоприятного характера распределения нагрузки на рамную крепь добиваются путем установки дополнительных усиливающих крепь элементов, например, при высоких вертикальных нагрузках пробивают стойки (ремонтини), дающие верхняку дополнительную точку опоры, или при высоких боковых нагрузках и нередко при пучении почвы устанавливаются в боках выработки анкера, ограничивающие смещение стоек крепи внутрь выработки.

Эти мероприятия приводят к определенным результатам в плане повышения несущей способности рамной крепи, однако достижение максимального эффекта возможно только путем определения зависимостей связи параметров крепи усиления с горно-геологическими условиями установки рамной крепи и выработки на этой основе метода расчета рациональных параметров крепи усиления, критерием рациональности которых является достижение максимальной, в данных условиях, несущей способности рамной крепи, что обеспечивает безремонтное поддержание горных выработок.

Следует отметить, что существенное повышение несущей способности рамно-анкерной крепи по сравнению с рамной наблюдается не при всех случаях распределения нагрузки по ее контуру, а лишь в отдельных неблагоприятных условиях, основными из которых являются:

- а) преобладающая боковая нагрузка на крепь;
- б) пучение почвы при преобладающей вертикальной нагрузке;
- в) пучение почвы при преобладающей боковой нагрузке.

Всем этим неблагоприятным случаям соответствуют реальные условия работы рамно-анкерной крепи.

Рассмотрен случай преобладающей боковой нагрузки на крепь по сравнению с вертикальной, который характерен для условия крепления выемочных выработок, пройденных по пласту с нижней подрывкой и охраняемых, например, жесткими искусственными полосами. При такой схеме проведения и охраны горной выработки высокая вертикальная нагрузка, воспринимаемая жесткой полосой от воздействия подработанного породного массива, передается на берму выработки, породы которой, скалываясь по плоскостям наименьшего сопротивления, создают значительную боковую нагрузку на рамную крепь.

Для расчета несущей способности рамно-анкерной крепи и оптимизации ее параметров использована общепринятая в строительной механике расчетная схема [25] рамной арочной крепи из спецпрофиля СВП, в которой реальный характер распределения нагрузок по контуру крепи аппроксимирован кусочно-линейной функцией (равномерно распределенные вертикальная и боковая нагрузки). Расчетная схема с установкой в каждом боку выработки по одному анкеру показана на рис. 4.1, а. На рамную крепь действуют активные нагрузки: вертикальная q , боковая βq и реакция Q_1 со стороны анкера.

Активные нагрузки вызывают проявление реактивных нагрузок в опоре стойки рамы на почву выработки: вертикальной qr и горизонтальной x ,

причем последняя определяется из расчета рамно-анкерной крепи, как один раз статически неопределимой системы [25], известными методами строительной механики. Если величина реакции x превысит несущую способность связи опоры стойки с рамой, то за расчетное значение x следует принимать величину текущей (по мере деформирования стойки рамы) несущей способности связи.

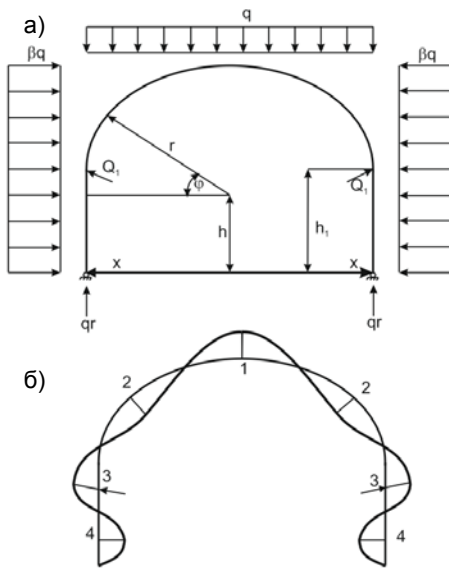


Рис. 4.1. Расчетная схема (а) для условий преобладающей боковой нагрузки и установки по одному анкеру в боках выработки и характерная эпюра (б) максимальных изгибающих моментов

какой-либо точке по длине h прямолинейной части стойки рамы. Значения этих максимумов (главного и локальных, меньших по абсолютной величине главного) или их групп имеют противоположные зависимости от параметров усиливающей анкерной крепи, к которым в рассматриваемом случае относятся: требуемая реакция Q_1 воздействия анкера на раму и высота h_1 его установки от почвы выработки. Если есть возможность регулировать несущую способность связи стойки с почвой, например, установкой стопорных опорных плит, увеличивающих горизонтальную реакцию x сопротивления стойки перемещениям внутрь выработки и т.п., то к числу переменных параметров следует также отнести и горизонтальную реакцию x .

Таким образом, если один максимум (или группа) возрастает с увеличением параметров x , h_1 , Q_1 , то другой максимум (или группа) уменьшается

Известно, что потеря несущей способности рамной крепи происходит в первую очередь от действия изгибающих моментов. Причем, для типовых сечений выработок и соответствующих размеров рамных крепей влияние остальных видов нагрузки (нормальных и поперечных сил) на напряженное состояние опасного сечения рамы не превышает, как правило, 2÷4%. Поэтому с достаточной степенью точности можно утверждать, что несущая способность рамной крепи зависит только от действующих в ней максимальных изгибающих моментов.

Исследование эпюр распределения изгибающих моментов по контуру рамной крепи показали, что в общем случае имеется четыре точки возможного появления максимума изгибающего момента (рис. 4.1, б): 1 – в своде рамы; 2 – в какой-либо точке по контуру рамы между ее сводом и точкой 3 приложения реакции анкера; в точке 3 приложения реакции анкера; 4 – в какой-либо точке по длине h прямолинейной части стойки рамы.

по абсолютному значению. Такая ситуация делает возможным минимизацию максимумов изгибающего момента путем оптимизации параметров x , h_1 и Q_1 .

Принцип оптимизации параметров x , h_1 и Q_1 следующий. Поскольку один максимум с увеличением оптимизируемых параметров возрастает, а другие уменьшаются, то минимально возможным их значением будет такое, при котором все максимумы в указанных точках равны друг другу по абсолютной величине. Полученные при этом значения параметров x , h_1 и Q_1 и будут являться оптимальными.

Таким образом, с учетом знака максимумов изгибающего момента принцип их минимизации отражает система

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -M_3; \\ M_3 &= -M_2; \\ M_3 &= -M_4. \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

где M_1, M_2, M_3, M_4 – величина изгибающего момента в точках 1, 2, 3 и 4, располагающихся по контуру рамной крепи.

Согласно расчетной схеме (см. рис. 4.1, а) величины M_1, M_2, M_3, M_4 равны

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{\beta}{2} q(h+r)^2 - \frac{r^2}{2} q - x(h+r) - Q_1(h+r-h_1); \\ M_2 &= \frac{\beta}{2} q(h+r \sin \varphi_2)^2 - \frac{r^2}{2} q \sin^2 \varphi_2 - x(h+r \sin \varphi_2) - Q_1(h+r \sin \varphi_2 - h_1); \\ M_3 &= \frac{\beta}{2} q h_1^2 - \frac{(h_1-h)^2}{2} q - x h_1 && \text{при } h_1 \geq h; \\ M_3 &= \frac{\beta}{2} q h_1^2 - x h_1 && \text{при } h_1 < h; \\ M_4 &= -\frac{x}{\beta q}, \end{aligned} \quad (4.2)$$

где β – отношение боковой нагрузки к вертикальной;

r – радиус свода рамной крепи;

φ_2 – угловая координата точки 2 максимума M_2 .

Координата φ_2 определяется путем исследования функции $M(\varphi_2)$ на максимум

$$\varphi_2 = \arcsin \frac{Q_1 + x - \beta q h}{(\beta - 1) q r}. \quad (4.3)$$

Подставляя выражения (4.2) с учетом (4.3) в систему (4.1), получаем систему из трех уравнений, которая однозначно определяет три оптимизируемых параметра x , h_1 и Q_1 .

Поскольку имеется две формы записи выражения для максимума M_3 в зависимости от соотношения параметров h и h_1 , то система (4.1) имеет два решения, когда высота установки h_1 не меньше высоты h прямолинейной части стойки рамы и, когда h_1 меньше величины h .

В первом случае ($h_1 \geq h$) решение системы (4.1) дает следующие выражения по расчету параметров x , h_1 , Q_1

$$\left. \begin{aligned} & \sqrt{\left(\frac{h-x}{\beta-1}\right)^2 + \frac{1}{\beta-1} \left[h^2 + \frac{2}{\beta} \left(\frac{x}{q}\right)^2 \right]} = \frac{1}{7} \left\{ \sqrt{\left(\frac{h-x}{\beta-1} + h+r\right)^2} + \right. \\ & \left. 7 \left[\frac{8h^2}{\beta-1} + (r+h)^2 \right] - \frac{h-x}{\beta-1} - h-r \right\} \\ & h_1 = \frac{1}{7} \left\{ \sqrt{\left(\frac{h-x}{\beta-1} + h+r\right)^2} + 7 \left[\frac{8h^2}{\beta-1} + (r+h)^2 \right] - \frac{8\left(\frac{h-x}{q}\right)}{\beta-1} - h-r \right\}; \\ & Q_1 = \beta q h - x + \frac{\beta+1}{2} q (r - h + h_1). \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

Область применения системы (4.4) для расчета параметров x , h_1 , Q_1 ограничивается условиями, чтобы, с одной стороны, высота установки анкера h_1 была больше высоты h прямолинейной части стойки, и с другой стороны, высота была меньше высоты рамной крепи $h+r$ (иначе теряется физический смысл решения), то есть система корректна и применима при $h+r > h_1 \geq h$. Это условие с учетом второго выражения системы (4.4) преобразуется к ограничению по параметру β – отношению боковой нагрузки на

крепь к вертикальной и определяет область изменения параметра β , при которой справедливы выражения системы (4.4)

$$1 + 8h \frac{h - 2 \frac{x}{q}}{r^2 - 8h^2} \geq \beta > 1 - \frac{2(h+r) \left(h - \frac{x}{q} - h^2 \right)}{(h+r)^2}. \quad (4.5)$$

При невыполнении условия (4.5), то есть при $h_1 < h$ решение системы (4.1) дает следующие выражения

$$\left. \begin{aligned} (\beta - 1)(r + h - h_1) - \frac{(h - h_1)^2}{r - h - h_1} &= 2\sqrt{(\beta - 1)[2(2\sqrt{3})\beta h_1^2 - (h - h_1)^2]}; \\ x &= \frac{\beta h_1}{2} q (\sqrt{3} - 1); \\ Q_1 &= \beta q h - x + q \frac{(\beta - 1)r^2 - \beta(h - h_1)^2}{2(r + h - h_1)}. \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

Далее рассмотрен случай неблагоприятного распределения нагрузки на рамную крепь – пучение почвы при преобладающей вертикальной нагрузке, который характерен для широкого круга условий поддержания выемочных выработок. Опыт эксплуатации выработок в таких условиях показывает, что даже при небольших боковых нагрузках (по отношению к вертикальным) наблюдается деформация стоек рамной крепи внутрь выработки – стойки сближаются друг с другом в местах опирания на почву. Форма рамы становится менее устойчивой, чем первоначальная и при неизменной нагрузке крепь разрушается.

Причина разрушения крепи даже при относительно небольших вертикальных и боковых нагрузках заключается в весьма неблагоприятном сочетании нагрузок, действующих на раму в условиях пучения пород почвы выработки. Одной из характерных особенностей процесса пучения почвы является то, что наряду с вертикальными смещениями пород почвы внутрь выработки наблюдаются также горизонтальные перемещения породы, на которую опираются стойки рамы. Таким образом стойки рамы опираются на перемещающийся в горизонтальном направлении в сторону вертикальной оси выработки породный слой, что вызывает значительные по величине изгибающие моменты по контуру рамы. Следовательно, если при отсутствии пучения связь стойки с почвой играет позитивную роль, препятствуя за счет трения деформации крепи от действия внешних нагрузок, то при наличии пучения сама опора, взаимодействующая с движущимися породами почвы, является дополнительным и весьма существенным по величине внешним воздействиям на раму, снижающим ее устойчивость.

Расчетная схема нагружения рамы в условиях пучения пород почвы вы-

работки при преобладающих вертикальных нагрузках показана на рис. 4.2, а и отличается тем, что в точках опоры стойки рамы действуют горизонтальные усилия, равные в пределе силам трения пород почвы об опорную плиту

$$x = qrf_{mp}, \quad (4.7)$$

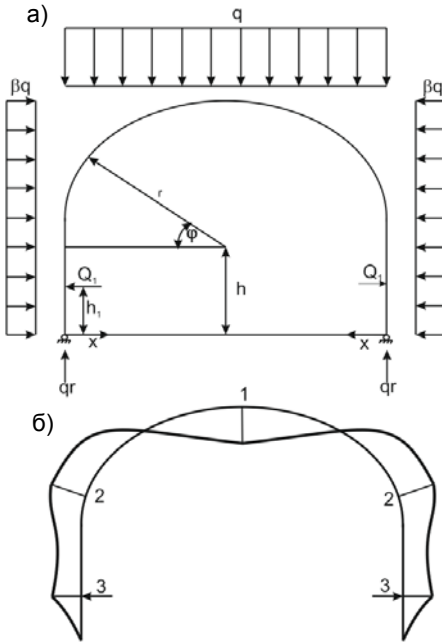


Рис. 4.2. Расчетная схема (а) для условий преобладающей вертикальной нагрузки и пучения почвы выработки и эпюра (б) максимальных изгибающих моментов

где f_{mp} – коэффициент трения опоры стойки о породы почвы выработки.

Исследование эпюр изгибающего момента по контуру рамной крепи для рассматриваемой расчетной схемы показало, что максимумы могут возникнуть в трех точках (рис. 4.2, б): 1 – в своде рамы; 2 – в какой-либо точке по контуру рамы между ее сводом и точкой приложения реакции анкера; 3 – в точке приложения реакции анкера. Используя сформулированный ранее принцип минимизации максимумов изгибающего момента и учитывая характерную эпюру распределения изгибающего момента (см. рис. 4.2, б), получим следующую систему

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -M_3; \\ M_2 &= M_3; \end{aligned} \right\} \quad (4.8)$$

где M_1, M_2, M_3 – изгибающие моменты в точках 1, 2 и 3.

Согласно расчетной схеме (см.

рис. 4.2, а) величины M_1, M_2, M_3 равны

$$\left\{ \begin{aligned} M_1 &= \frac{\beta}{2} q(h+r)^2 - q \frac{r^2}{2} + x(h+r) - Q_1(h+r-h_1); \\ M_2 &= \frac{\beta}{2} q(h+r \sin \varphi_2)^2 - q \frac{r^2}{2} \sin^2 \varphi_2 + x(h+r \sin \varphi_2) - Q_1(h+r \sin \varphi_2 - h_1); \\ M_3 &= \frac{\beta}{2} qh_1^2 + xh_1, \end{aligned} \right. \quad (4.9)$$

$$\text{где } \sin \varphi_2 = \frac{\beta q h + x - Q_1}{(1 - \beta) q r}. \quad (4.10)$$

Решая совместно уравнения (4.8)-(4.10), получаем систему выражений для расчета рациональных параметров h_1 и Q_1 установки анкеров при пучении почвы и преобладающих вертикальных нагрузках.

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= \beta q h + x - q(h - h_1)(\sqrt{1 - \beta} - 1 + \beta); \\ h_1 &= \frac{1}{2C_1} \sqrt{C_2 + 4C_1 C_3} - \frac{C_2}{2C_1}, \end{aligned} \right\} \quad (4.11)$$

где

$$\begin{aligned} C_1 &= 2\sqrt{1 - \beta} + 2 - 3\beta; \\ C_2 &= 2\beta h + 4\frac{x}{q} - 2(2h + r)(\sqrt{1 - \beta} - 1 + \beta); \\ C_3 &= [(h + r)\sqrt{1 - \beta} - h]^2. \end{aligned}$$

Случай пучения почвы выработки при преобладающих боковых нагрузках характерен для условий проведения выемочных выработок по пласту с нижней подрывкой, которые охраняются жесткими искусственными полосами.

Расчетная схема (рис. 4.3, а) нагружения крепи для этого случая отличается от предыдущей лишь повышенной боковой нагрузкой по сравнению с вертикальной. Характерная эпюра изгибающего момента приведена на рис. 4.3, б, в соответствии с которой записан критерий минимизации максимальных изгибающих моментов

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_3; \\ M_2 &= -M_3, \end{aligned} \right\} \quad (4.12)$$

где M_1 , M_2 , M_3 – изгибающие моменты в точках 1, 2 и 3 определяются по выражениям (4.9).

Учитывая, что

$$\sin \varphi_2 = \frac{Q_1 - x - \beta q h}{(\beta - 1) q r},$$

решаем совместно системы (4.12)

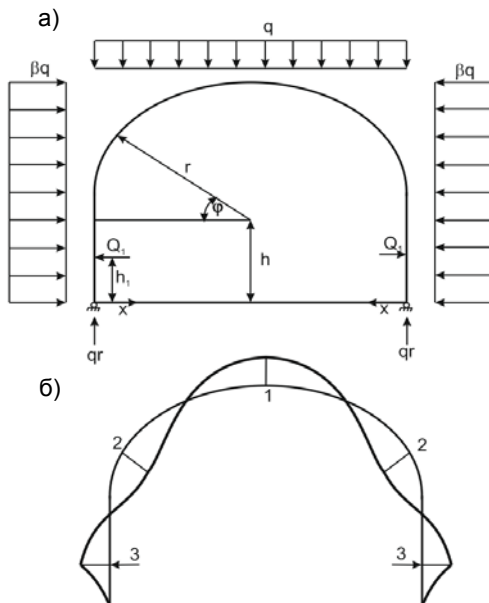


Рис. 4.3. Расчетная схема (а) для условий преобладающей боковой нагрузки на раму, пучения почвы выработки, установки в боках по одному анкеру и характерная эпюра (б) максимальных изгибающих моментов

и (4.9) и получаем формулы для расчета рациональных параметров h_1 и Q_1 установки анкеров для усиления рамной крепи в условиях пучащих пород почвы выработки и преобладающих боковых нагрузках.

$$(\beta - 1)r^2 - \beta(h - h_1)^2 + (\beta - 1)(h - h_1) = \sqrt{(\beta - 1) \left[2\beta h_1^2 - (h - h_1)^2 + 4 \frac{x}{q} h_1 \right]}; \quad (4.13)$$

$$Q_1 = \beta q h + x + \frac{(\beta - 1)r^2 - \beta(h - h_1)^2}{2(r + h - h_1)}.$$

Таким образом, получены выражения для расчета рациональных параметров рамно-анкерной крепи при установке в каждом боку выработки по одному анкеру.

Теперь рассмотрим вариант установки двух анкеров в каждом боку выработки для указанных выше трех схем неблагоприятного воздействия внешних нагрузок.

Увеличение числа анкеров (от двух до четырех на один комплект рамной крепи) имеет смысл производить, когда это приводит к существенному снижению максимального изгибающего момента в раме. Граница областей рационального применения рамно-анкерных крепей с двумя и четырьмя анкерами должна определяться технико-экономическим анализом, основной критерий которого можно сформулировать так: применение рамной крепи в комплекте с четырьмя анкерами целесообразно, когда сумма затрат на изготовление, установку и т.п. дополнительных двух анкеров меньше, чем получаемый экономический эффект от повышения несущей способности рамно-анкерной крепи (увеличение шага установки рам, замена на более легкий тип спецпрофиля и т.п.).

Рассмотрим случай нагружения рамно-анкерной крепи преобладающей боковой нагрузкой, расчетная схема которого показана на рис. 4.4, а.

Исследование эпюр изгибающего момента в рамной крепи показало, что возможно появление его максимума в шести точках (рис. 4.4, б): 1 – в своде рамы; 2 – в точке по контуру рамы ме-

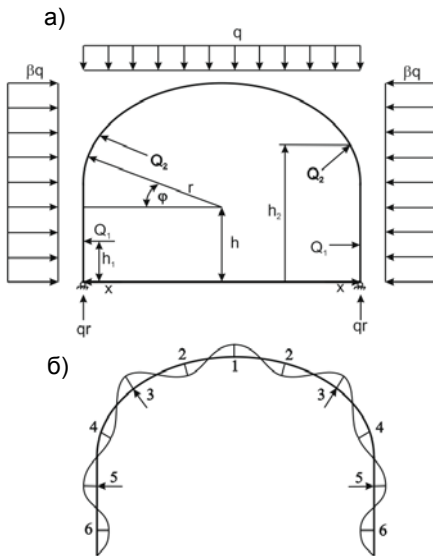


Рис. 4.4. Расчетная схема для условий преобладающей боковой нагрузки, отсутствия пучения почвы выработки и установки двух анкеров в каждом боку выработки (а) и характерная эпюра максимальных изгибающих моментов (б)

жду ее сводом и точкой приложения реакции верхнего анкера; 3 – в точке приложения реакции верхнего анкера; 4 – в точке по контуру рамы между точками приложения реакции верхнего и нижнего анкеров; 5 – в точке приложения реакции нижнего анкера; 6 – в точке по длине h прямолинейной части стойки рамы.

Используя разработанный выше принцип оптимизации параметров: x – горизонтальная реакция в опоре стойки рамы, h_1 – высота установки нижнего анкера, Q_1 – требуемая реакция нижнего анкера, h_2 – высота установки верхнего анкера, Q_2 – требуемая реакция верхнего анкера, запишем следующую систему уравнений

$$\begin{aligned} M_1 + M_6 &= 0; \\ M_2 - M_6 &= 0; \\ M_3 + M_6 &= 0; \\ M_4 - M_6 &= 0; \\ M_5 + M_6 &= 0, \end{aligned} \tag{4.14}$$

где $M_1, M_2, M_3, M_4, M_5, M_6$ – изгибающий момент в точках 1, 2, 3, 4, 5, 6 (см. рис. 4.4, б). В соответствии с расчетной схемой (см. рис. 4.4, а) определяем значения $M_1, M_2, M_3, M_4, M_5, M_6$

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{\beta q}{2}(h+r)^2 - q\frac{r^2}{2} - (Q_1 + Q_2 + x)(h+r) + Q_1 h_1 + Q_2 h_2; \\ M_2 &= \frac{\beta q}{2}(h+r \sin \varphi_2)^2 - q\frac{r^2}{2} \sin^2 \varphi_2 - (Q_1 + Q_2 + x)(h+r \sin \varphi_2) + Q_1 h_1 + Q_2 h_2; \\ M_3 &= \frac{\beta q}{2} h_2^2 - q\frac{(h_2-h)^2}{2} - (Q_1 + x)h_2 + Q_1 h_1; \\ M_4 &= \frac{\beta q}{2}(h+r \sin \varphi_4)^2 - q\frac{r^2}{2} \sin^2 \varphi_4 - (Q_1 + x)(h+r \sin \varphi_4) + Q_1 h_1; \\ M_5 &= \frac{\beta q}{2} h_1^2 - q\frac{(h_1-h)^2}{2} - x h_1, & \text{при } h_1 \geq h_2; \\ M_5 &= \frac{\beta q}{2} h_1^2 - x h_1, & \text{при } h_1 < h_2; \\ M_6 &= -\frac{x^2}{\beta q}, \end{aligned} \right\} \tag{4.15}$$

где $\varphi_2 = \arcsin \frac{Q_1 + Q_2 + x - \beta qh}{(\beta - 1)qr}$ – угловая координата точки 2 возникновения

максимума M_2 ;

$\varphi_4 = \arcsin \frac{Q_1 + x - \beta gh}{(\beta - 1)qr}$ – угловая координата точки 4 возникновения мак-

симума M_4 .

Совместное решение систем уравнений (4.14) и (4.15) дает следующие выражения по расчету рациональных значений параметров x , h_1 , Q_1 , h_2 , Q_2 .

При $h_1 < h$

$$\left. \begin{aligned} & \left[h + r - \frac{x}{\beta q} (1 + \sqrt{3} + 4) \sqrt{\frac{\beta - 1}{\beta}} \right] C_4 + \frac{x}{q} (h + 2) \left[\frac{\beta - 1}{\beta} (1 + \sqrt{3}) + 4 \sqrt{\frac{\beta - 1}{\beta}} \right] + \frac{h^2}{2} = \\ & = \frac{xh}{\beta q} (1 + \sqrt{3}) + \frac{\beta - 1}{2} (h + r)^2 + \frac{1}{\beta} \left(\frac{x}{q} \right)^2 \left[(1 + \sqrt{3}) \left(\sqrt{3} - \frac{\sqrt{3}}{\beta} - \frac{1}{\beta} \right) + \right. \\ & \left. + 4(\sqrt{3} + 1) \sqrt{\frac{\beta - 1}{\beta}} + 7 \right]; \\ & h_1 = \frac{x}{\beta q} (1 + \sqrt{3}); \\ & Q_1 = qh + x \left(\sqrt{3} - \frac{\sqrt{3}}{\beta} - \frac{1}{\beta} \right) + qC_4; \\ & h_2 = \frac{x}{q} \left[\frac{\sqrt{3} + 1}{\beta} + \frac{2}{\sqrt{\beta(\beta - 1)}} \right] + \frac{C_4}{\beta - 1}; \\ & Q_2 = 4x \sqrt{\frac{\beta - 1}{\beta}}, \end{aligned} \right\} (4.16)$$

где $C_4 = \sqrt{\left[h + \frac{x}{q} \left(\sqrt{3} - \frac{\sqrt{3}}{\beta} - \frac{1}{\beta} \right) \right]^2 + \left(1 - \frac{2}{\beta} \right) \left(\frac{x}{q} \right)^2 + 2 \frac{x}{q} h - \beta h^2}$.

При $h_1 \geq h$

$$\left. \begin{aligned}
 & \frac{\beta}{2}(h+r)^2 - \frac{r^2}{2} + \frac{\beta h^2}{\beta-1} + \frac{1}{\beta} \left(\frac{x}{q} \right)^2 \left(18 + \frac{1}{\beta-1} + 6\sqrt{\frac{\beta}{\beta-1}} \right) = \\
 & = \frac{x}{q} \left[\left(1 + 6\sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}} \right) \left(r + \frac{\beta h}{\beta-1} \right) + \frac{h}{\beta-1} \right] + C_5 \left[r + \frac{\beta h}{\beta-1} - \frac{x}{(\beta-1)q} \left(1 + 6\sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}} \right) \right]; \\
 & h_1 = \frac{1}{\beta-1} \left(\frac{x}{q} - h + C_5 \right); \\
 & Q_1 = 2x\sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}} + C_5 q; \\
 & h_2 = \frac{1}{\beta-1} \left[\frac{x}{q} \left(1 + 4\sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}} \right) - h + C_5 \right]; \\
 & Q_2 = 4x\sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}},
 \end{aligned} \right\} (4.17)$$

где $C_5 = \sqrt{\beta h^2 - 2\frac{x}{q}h + \frac{3\beta-2}{\beta} \left(\frac{x}{q} \right)^2}$.

Для того, чтобы выбрать нужную систему выражений по расчету параметров рамно-анкерной крепи, необходимо определить значение β_1 из уравнения

$$\begin{aligned}
 & \frac{(1+\sqrt{3})^2}{2} \left[1 + \frac{\beta_1-1}{\beta_1} \left(\frac{r}{h} \right)^2 - \right. \\
 & \left. - 6\sqrt{\frac{\beta_1-1}{\beta}} \left[(1+\sqrt{3})\frac{r}{h} - \frac{1}{(\beta_1-1)\beta_1} \right] \right] = \\
 & = \frac{\beta_1}{\beta_1-1} \left[4 + \sqrt{3} + (6+5\sqrt{3})\sqrt{\frac{\beta_1-1}{\beta_1}} \right] - \\
 & - \frac{22+\sqrt{3}}{\beta_1-1}.
 \end{aligned} \quad (4.18)$$

Если $\beta \geq \beta_1$, то следует пользоваться системой (4.16), при $\beta < \beta_1$ необходимо применять систему (4.17).

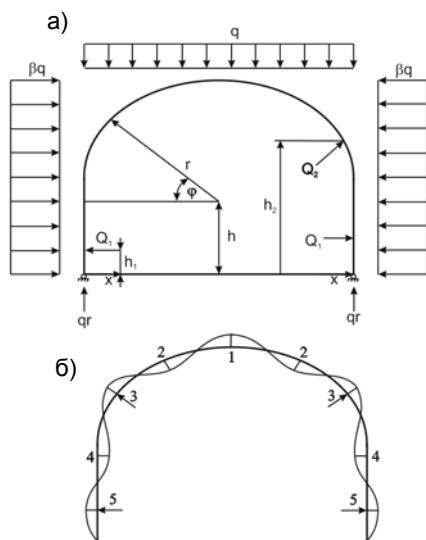


Рис. 4.5. Расчетная схема (а) для условий преобладающей боковой нагрузки, пучения почвы выработки и установки двух анкеров в каждом боку выработки и характерная эпюра максимальных изгибающих моментов (б)

Рассмотрим случай пучения почвы при преобладающей боковой нагрузке, расчетная схема которого показана на рис 4.5, а. Характерная эпюра изгибающего момента (рис. 4.5, б) показывает, что его максимум возможен в пяти точках по контуру рамы. Тогда критерий минимизации максимальных изгибающих моментов записывается следующим образом

$$\left. \begin{aligned} M_1 - M_5 &= 0; \\ M_2 + M_5 &= 0; \\ M_3 - M_5 &= 0; \\ M_4 + M_5 &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

где

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{\beta q}{2}(h+r)^2 - q \frac{r^2}{2} - (Q_1 + 1Q_2 - x)(h+2) + Q_1 h_1 + Q_2 h_2; \\ M_2 &= \frac{\beta q}{2}(h+r \sin \varphi_2)^2 - q \frac{r^2}{2} \sin^2 \varphi_2 - (Q_1 + Q_2 - x)(h+r \sin \varphi_2) + Q_1 h_1 + Q_2 h_2; \\ M_3 &= \frac{\beta q}{2} h_2^2 - \frac{q}{2}(h_2 - h)^2 - (Q_1 - x)h_2 + Q_1 h_1; \\ \text{при} \\ h_1 &\geq \sqrt{\left(\frac{2x}{\beta q} + h\right)^2 + h^2} - \left(\frac{2x}{\beta q} + h\right) \\ M_4 &= \frac{\beta q}{2}(h+r \sin \varphi_4)^2 - q \frac{r^2}{2} \sin^2 \varphi_4 (Q_1 + x)(h+r \sin \varphi_4) + Q_1 h_1; \\ \text{при} \\ h_1 &< \sqrt{\left(\frac{2x}{\beta q} + h\right)^2 + h^2} - \left(\frac{2x}{\beta q} + h\right) \\ M_4 &= -\frac{1}{2\beta q}(Q_1 - x)^2 + Q_1 h_1; \\ M_5 &= \frac{\beta q}{2} h_1^2 + x h_1; \\ \varphi_2 &= \arcsin \frac{Q_1 + Q_2 - x - \beta q h}{(\beta - 1)qr}; \\ \varphi_4 &= \arcsin \frac{Q_1 - x - \beta q h}{(\beta - 1)qr}; \end{aligned} \right\} \quad (4.20)$$

Решая совместно системы (4.19) и (4.20), получаем формулы для расчета рациональных параметров h_1 , Q_1 , h_2 , Q_2 .

При $h_1 \geq \sqrt{\left(\frac{2x}{\beta q} + h\right)^2 + h^2} - \left(\frac{2x}{\beta q} + h\right)$

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\beta-1}{2}(h+r)^2 - \frac{h^2}{2} + 8\frac{x}{q}h_1(4,5B-1)h_1^2 + \frac{2}{\sqrt{\beta}}C_6C_7 = \\ & = h_1[(\beta-1)(h+r)-h] + (h+r-h_1)\sqrt{\beta-1}\left(C_7 + C_6\frac{2}{\sqrt{\beta}}\right); \\ & Q_1 = x + qh + (\beta-1)qh_1 + \sqrt{\beta-1}C_7q; \\ & h_2 = h_1 + \frac{1}{\sqrt{\beta-1}}\left(\frac{C_6}{\sqrt{\beta}} + C_7\right); \\ & Q_2 = 2qC_6\sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}}, \end{aligned} \right\} \quad (4.21)$$

где $C_6 = \sqrt{2\beta h_1\left(2\frac{x}{q} + \beta h_1\right)}$; $C_7 = \sqrt{4\frac{x}{q}h_1 + 2\beta h_1^2 - (h-h_1)^2}$.

При $h_1 < \sqrt{\left(\frac{2x}{\beta q} + h\right)^2 + h^2} - \left(\frac{2x}{\beta q} + h\right)$

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\beta}{2}(h+r)^2 - \frac{r^2}{2} + \frac{\beta}{2}h_1^2 + C_6h_1 + \frac{1}{\beta-1}\left(C_8 + C_6\sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}}\right)(\beta h_1 - h + C_6 + C_8) = \\ & = (h+r)\left[\beta h_1 + C_6\left(1 + \sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}}\right) + C_8\right]; \\ & Q_1 = \beta q h_1 + x + C_6 q; \\ & h_2 = \frac{1}{\beta-1}(\beta h_1 - h + C_6 + C_8); \\ & Q_2 = q\left(C_8 + C_6\sqrt{\frac{\beta-1}{\beta}}\right), \end{aligned} \right\} \quad (4.22)$$

где $C_8 = \sqrt{2\beta^2 h_1^2 + \beta(h-h_1)^2 + 4\beta h_1\frac{x}{q} - 2(h-h_1)C_6}$.

Граница областей применения систем выражений (4.21) и (4.22) определяется по параметру β следующим образом: при $\beta > \beta_2$ – следует пользоваться системой (1.22), при $\beta \leq \beta_2$ справедлива система (4.21).

Параметр β_2 определяется из уравнения

$$2 \left[3 \left(\frac{x}{q} + \beta h \right) - r \sqrt{\beta_2 (\beta_2 - 1)} \right] \left[\sqrt{\left(\frac{2x}{\beta_2 q} + h \right)^2 + h^2} - \left(\frac{2x}{\beta_2 q} + h \right) \right] =$$

$$= 3\beta_2 h^2 + \frac{\beta_2 - 1}{2} r^2 - 2hr \sqrt{\beta_2 (\beta_2 - 1)}.$$

Таким образом, получены системы выражений для расчета рациональных параметров рамно-анкерной крепи, применяемой в сложных горно-геологических условиях.

5. АНАЛИЗ КОНСТРУКЦИЙ И РЕЖИМОВ РАБОТЫ РАМНО-АНКЕРНЫХ КРЕПЕЙ

5.1. РАЗРАБОТКА ОСНОВНЫХ ПРИНЦИПОВ РЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЯ ПРИ ПРИМЕНЕНИИ РАМНО-АНКЕРНЫХ КРЕПЕЙ В ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТКАХ

К настоящему времени накоплен обширный опыт эксплуатации выработок, поддерживаемых рамно-анкерной крепью, который включает как позитивную, так и негативную оценку технико-экономических аспектов применения данного вида крепи в различных горно-геологических и горнотехнических условиях. В этой связи объект исследований конкретизирован только выемочными выработками, размещенными в углевмещающем слоистом массиве слабых пород Донбасса, где наблюдается высокая интенсивность проявлений горного давления, весьма неравномерного как в поперечном сечении выработки, так и по ее длине, то есть, имеет место пространственная неоднородность силового взаимодействия массива с любым типом крепи, в том числе, и с рамно-анкерной крепью. Поэтому, анализ эффективности работы различных конструкций рамно-анкерных крепей выполнен с учетом оценки степени адаптации их конструкций к пространственным возмущениям проявлений горного давления в выемочных выработках. С другой стороны, немаловажен ресурсосберегающий фактор уровня вовлечения приконтурного породного массива в работу по противодействию горному давлению, то есть, необходимо дать оценку эффективности упрочнения близлежащих пород в плане формирования вокруг выработки подобия грузонесущей конструкции с высокой реакцией отпора. В-третьих, возводимая комбинированная крепь из разнородных элементов должна обладать их согласованным режимом работы в процессе сопротивления сдвигению углевмещающего массива. В-четвертых, ресурсосбережение напрямую связано с обеспечением условий равнопрочности конструкции, что особенно важно при значительных колебаниях нагрузки во времени и пространстве; поэтому, на передний план выдвигается оценка способности рамно-анкерной крепи к саморегуляции нагрузки пропорционально несущей способности основных грузонесущих элементов.

Таким образом, в ракурсе ресурсосбережения анализ эффективности работы существующих конструкций рамно-анкерных крепей целесообразно проводить по следующим условиям малозатратного поддержания подготовительных выработок в углевмещающем массиве слабых пород:

- максимально возможный уровень вовлечения приконтурного массива в работу по сопротивлению горному давлению;
- максимальная степень адаптации рамно-анкерной крепи к характеру проявлений горного давления во времени и пространстве;
- уровень согласованности (или синхронности) режимов работы основ-

ных грузонесущих элементов крепи;

– максимальная степень равнопрочности рамно-анкерной крепи в поперечном и продольном сечениях выработки за счет перераспределения нагрузки на основные элементы пропорционально их несущей способности.

5.2. АНАЛИЗ РЕЖИМОВ РАБОТЫ ПОДАТЛИВЫХ РАМНО-АНКЕРНЫХ КРЕПЕЙ

Существующие конструктивно-технологические решения поддержания выемочных выработок угольных шахт сочетанием рамной и анкерной крепей целесообразно при анализе разделить на три основные группы:

– сочетание рамной податливой крепи (наиболее широко используется трехзвенная металлическая крепь из спецпрофиля СВП серий КМП-А3 и КШПУ) и системы анкеров, устанавливаемых в определенном порядке по контуру выработки, которые конструктивно не связаны между собой и рамой;

– рама и анкера (весь комплект в поперечном сечении выработки или его часть) соединены между собой жесткой связью, не допускающей сколь-нибудь существенное перемещение основных крепежных элементов относительно друг друга;

– рама и анкера соединены податливыми связями, обуславливающими возможность их взаимного перемещения при возникновении существенной неравномерности проявлений горного давления как в поперечном, так и продольном сечениях выработки.

Предварительно следует отметить, что термин «рамно-анкерная крепь» объективно соответствует только второй и третьей группам конструкций, где имеется механическая связь двух основных грузонесущих элементов – рамы и анкеров; для конструкций первой группы можно говорить лишь о сочетании (комбинации) двух разных видов крепи, например, рамной и опорно-анкерной (комбинированная крепь).

Общеизвестна мировая и отечественная практика применения комбинации рамной крепи и анкеров для поддержания горных выработок. Основная цель таких технических решений продиктована стремлением снизить нагрузку на раму (что способствует уменьшению ее металлоемкости) за счет анкерного упрочнения некоторого объема приконтурного массива и ограничения, тем самым, объемов неустойчивых пород, воспринимаемых рамной крепью. Здесь функции рамной и анкерной крепей существенно отличны друг от друга, хотя и направлены на выполнение единой задачи – обеспечение устойчивости горной выработки. Эти крепежные конструкции первой группы имеют наиболее широкое распространение, в том числе и на шахтах Донбасса, где применяются различные комбинации рамных и анкерных крепей в подготовительных выработках разного назначения.

С точки зрения сформулированного выше первого требования ресурсосбережения о максимально возможном уровне вовлечения приконтурных по-

род в работу по сопротивлению проявлениям горного давления, анализируемые конструкции первой группы (впрочем, как и двух других) вполне его реализуют. Моделирование упрочняющего действия анкеров показывает, что вокруг них образуется ограниченная область, где влияние анкеров направлено на предотвращение расслоения пород за счет растяжения арматуры и воздействия реактивных усилий сжатия на породу по оси анкера. Эти сжимающие усилия повышают устойчивость рассматриваемых породных объемов по общепринятой теории прочности Кулона-Мора. Если расстояние между анкерами небольшое (на рис. 5.1 в кровле выработки), то происходит смыкание упрочненных областей и образуется грузонесущая конструкция (опорно-анкерная крепь), воспринимающая часть, а иногда и полностью, горное давление.

С увеличением расстояния между анкерами (на рис. 5.1 в боках и по длине выработки) грузонесущей породной конструкции в виде армопородной плиты или оболочки не возникает. Однако, упрочненные объемы V_2 пород вокруг анкеров ограничивают объемы V_1 неустойчивых пород, формирующих нагрузку на рамную крепь. Поэтому, увеличением плотности установки анкеров добиваются снижения нагрузки на рамную крепь, что позволяет понизить ее металлоемкость; однако, одновременно растет материалоемкость анкерной крепи и трудоемкость ее возведения; так что здесь осуществляется поиск компромиссного варианта обеспечения требуемой устойчивости выработки при минимальных затратах на ее крепление и поддержание.

По соображениям особенностей геомеханики процесса нагружения и относительно равномерного сопротивления крепежной конструкции по длине выработки, более предпочтительна установка анкеров посередине между рамами (как это осуществляется в первой и третьей группе конструкций крепей) – тогда неупрочненные породы нагружают преимущественно раму, а не межрамное ограждение, которое может быть существенно облегчено заменой традиционной железобетонной затяжки на металлическую сетку. Также снижается шаг воздействия максимумов реакции крепежной конструкции вдоль выработки, что, согласно исследованиям [4], выравнивает эпюру нагрузки (по оси Z) на крепь и создает более благоприятные условия для

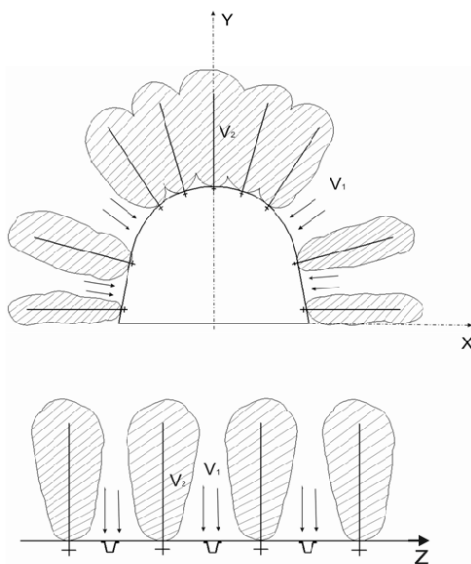


Рис. 5.1. Схема упрочняющего действия системы анкеров, устанавливаемых без конструктивной связи с рамной крепью (комбинированная крепь)

поддержания выработки. Крепежные конструкции второй группы (рамно-анкерная крепь с жесткой связью анкеров и рам) лишены указанных выше преимуществ, так как анкера расположены в сечении установки рам, а промежуток между ними подкреплен только межрамным ограждением (рис. 5.2). Получается существенно неравномерная реакция крепи вдоль выработки, генерирующая [4] колебания нагрузки со стороны пород зоны предельного равновесия: на межрамное ограждение действует повышенная нагрузка по отношению к ее несущей способности, а на раму с анкерами – пониженная, что входит в противоречие с несущей способностью указанных элементов.

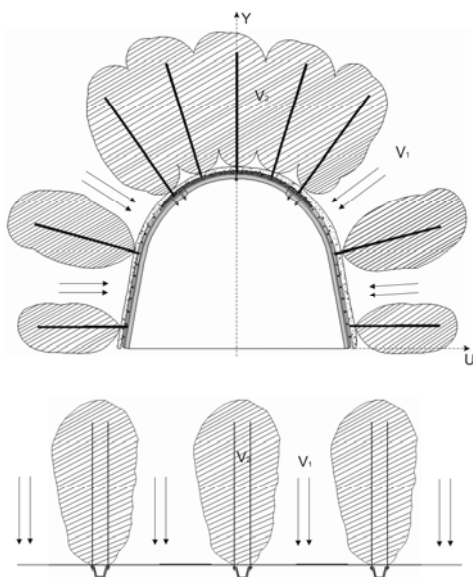


Рис. 5.2. Схема упрочняющего действия анкеров в конструкции рамно-анкерной крепи с жесткой связью анкеров и рам

выработки приведена на рис. 5.3 схема, поясняющая механизм сопротивления каждой из трех групп комбинаций рам и анкеров. Первая группа конструкций (см. рис. 5.3, б) характеризуется отсутствием механических связей рам и анкеров, которые в области локального возмущения нагрузки $G(Z)$ деформируются раздельно. На участке повышенного смещения породного контура избыточное перемещение U вызывает дополнительное растяжение арматуры анкера, что увеличивает его реакцию сопротивления до некоторого максимума Q_1^{max} в конкретных условиях, то есть, анкера усиливают противодействие повышенному горному давлению. Находящаяся по соседству рамная крепь деформируется независимо и из-за своей конструктивной по-

С точки зрения второго ресурсосберегающего условия о максимально возможном уровне адаптации к характеру проявлений горного давления, крепежные конструкции рассматриваемых трех групп имеют некоторые отличия. Если в поперечном сечении выработки уровень адаптации конструкции к прогнозируемой эпюре давления можно регулировать плотностью установки анкеров, то в продольном сечении выработки возникают проблемы неравномерного нагружения крепежной конструкции из-за неоднородности массива и локальных проявлений, ослабляющих его факторов. Такие возмущения проявлений горного давления спрогнозировать значительно труднее.

Для наглядности анализа адаптивных свойств крепежных конструкций к локальным возмущениям проявлений горного давления вдоль

датливости ее сопротивление изменяется мало в этом режиме, а отсутствие связи с анкерами не позволяет увеличить реакцию отпора рамы. В результате, на участке повышенного горного давления увеличение отпора крепежной конструкции реализуется только за счет повышения сопротивления некоторых анкеров, попадающих в эту локальную область. Соседние с ней анкера и рамы не принимают участия в сопротивлении повышенной нагрузке, поэтому, степень адаптации к характеру проявлений горного давления крепежных конструкций первой группы следует оценить как низкую.

Рамно-анкерные крепи с жесткой связью (см. рис. 5.3, в) также повышают свое сопротивление в области возмущений горного давления. Причем, рост реакции отпора обусловлен двумя составляющими: увеличение реакции Q_2^{max} самих анкеров, часть которой N_2^{max} передается на раму; увеличение несущей способности самой рамы за счет появления дополнительных опор (по ее контуру) от воздействия N_2^{max} анкеров. Данная группа конструкций имеет более высокие адаптивные свойства по отношению к предыдущей, поскольку в работу по сопротивлению повышенному горному давлению включается сразу два основных грузонесущих элемента – рама и анкера. Здесь главным недостатком является то, что изменения параметров силового взаимодействия системы «массив-рама-анкер» в области повышенного горного давления касаются только крепежных конструкций, расположенных в пределах данной локальной области; вне ее ни рамы, ни анкера не участвуют в противодействии повышенным нагрузкам, так как отсутствуют конструктивные связи между крепежными элементами вдоль выработки.

Отмеченных недостатков лишена третья группа конструкций, где вдоль выработки анкера и рамы соединены податливыми связями (см. рис. 5.3, г). Здесь наблюдается наивысшая (из рассмотренных конструкций) степень адаптации рамно-анкерной крепи к характеру проявлений горного давления. В локальной области повышенной нагрузки возросшая реакция анкеров Q_3^{max} передается частично на раму в виде усилий N_3^{max} , способствующих увеличению ее несущей способности. Но, все рамы вдоль выработки соединены гибкими связями с возможностью их продольного перемещения; тогда усиленное натяжение связей в области повышенного горного давления автоматически передается по стяжкам за пределы области возмущений и значительная группа рамно-анкерных крепей вдоль выработки вовлекаются в работу по противодействию локальному повышению нагрузки.

Таким образом, по фактору адаптивных свойств, предпочтительны конструкции рамно-анкерных крепей с гибкими податливыми связями вдоль выработки.

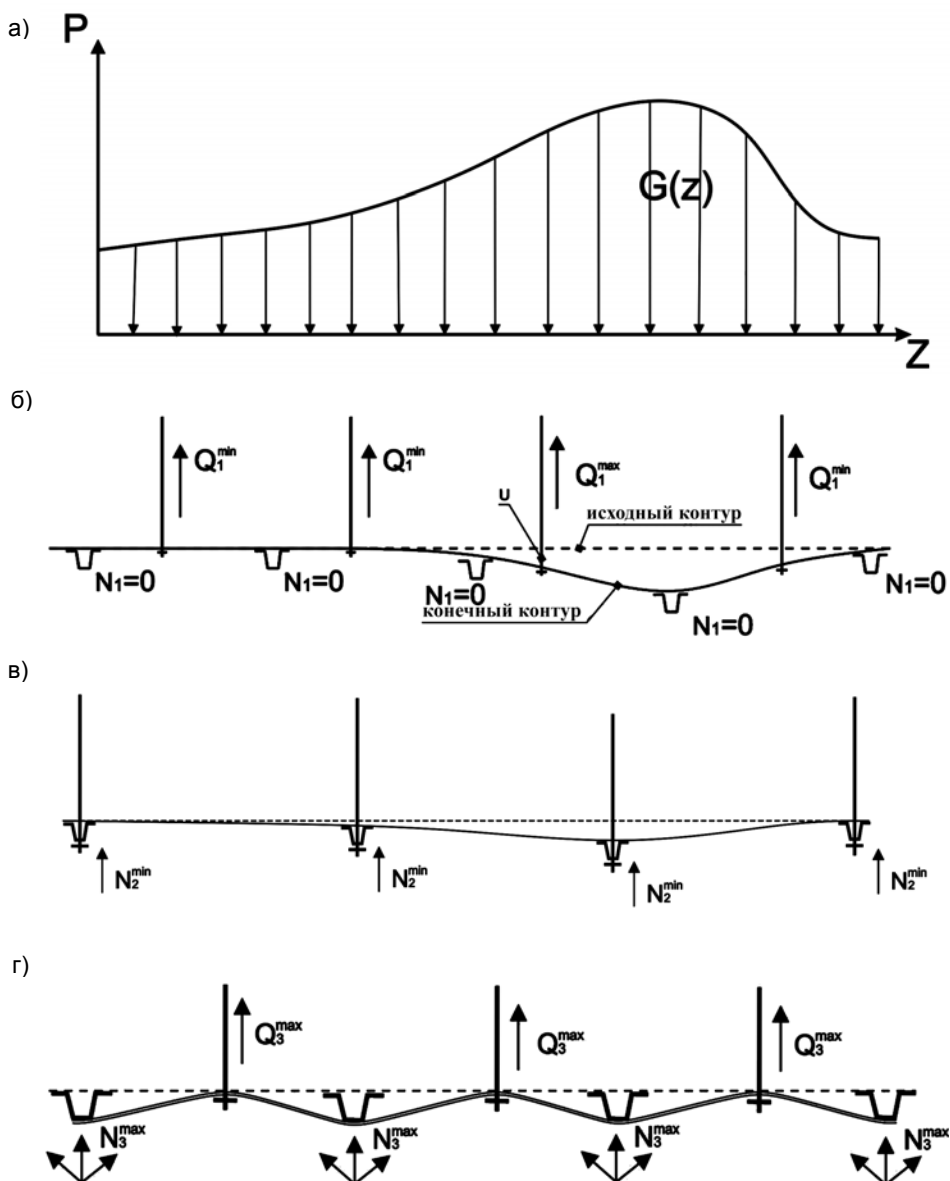


Рис. 5.3. Эпюры $G(z)$ нагрузки (а) вдоль выработки и схемы деформирования крепежных конструкций по группам вариантов связей рам и анкеров: б) без связи; в) жесткая связь; г) податливая связь

Третье условие ресурсосбережения при поддержании горных выработок рамно-анкерными крепями формулируется как максимально возможная степень согласованности режимов работы анкеров и рам, позволяющая, с одной стороны, «уходить» от повышенного горного давления, а, с другой – сопротивляться его проявлениям с максимальной реакцией отпора.

В первую очередь рассмотрим целесообразность (с точки зрения ресурсосбережения) сочетания установки рамной крепи и анкеров исходя из существующих геомеханических представлений о проявлениях горного давления в окрестности выработки при взаимодействии крепи с разупрочняющимся массивом (рис. 5.4).

Общеизвестно, что увеличение в объеме разупрочняющихся пород провоцирует смещения U породного контура выработки и последующее нагружение крепежной конструкции усилиями G . Если крепь имеет достаточную конструктивную податливость, то она «уходит» от повышенных нагрузок G , что предопределило повсеместное распространение податливых крепей для условий неустойчивых пород. Многочисленными аналитическими и экспериментальными исследованиями доказана связь нагрузки G на крепь с величиной ее податливости U (см. рис. 5.4, линия 1), в соответствии с которой при значительной конструктивной податливости крепи нагрузка G снижается до минимума или исчезает вовсе. Но,

зависимость 1 характеризует только одну сторону процесса, связанного с разрыхлением (расслоением) приконтурных пород, увеличивающихся в объеме, но сохраняющих устойчивость; действительно, если не ограничивать перемещения породного контура, то и реакции сопротивления им практически не возникает. Однако, ученые и специалисты указывают на вторую сторону процесса сдвигающего вмещающего массива (линия 2 на рис. 5.4), характеризующую рост объемов неустойчивых пород с увеличением податливости крепи. Эти породы создают своим весом нагрузку G на крепь так, что простым (на первый взгляд) увеличением податливости U конструкции невозможно избежать ее нагружения, а, наоборот, величина нагрузки G возрастает. Таким образом, действуют две противоположные геомеханические тенденции в формировании нагрузки на крепь – разупрочнение с разрыхлением и расслоением массива; потеря устойчивости части приконтурных пород с после-

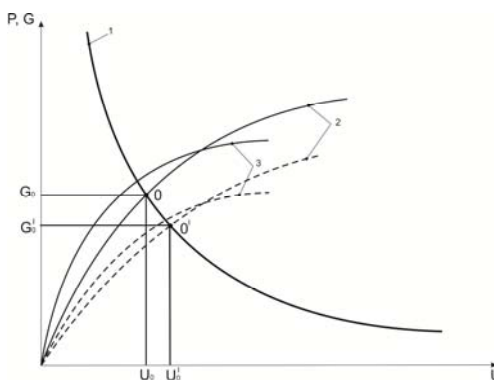


Рис. 5.4. К обоснованию снижения нагрузки на рамную крепь при ее установке в сочетании с анкерами: 1 – деформационно-силовая характеристика разупрочняющегося массива; 2 – нагрузка от веса неустойчивых пород; 3 – деформационно-силовая характеристика крепи; — рамная крепь, - - - сочетание рамной крепи с анкерами

дующим их обрушением. Такая ситуация предопределяет существование минимума нагрузки G_O на крепь (точка O на рис. 5.4) при величине ее податливости U_O . Следовательно, деформационно-силовая характеристика крепи (линия 3 на рис. 5.4) должна пройти не ниже точки O для обеспечения устойчивости выработки в данный период времени. В этой связи, первостепенная задача анкеров – снизить объем неустойчивых пород за счет своего упрочняющего действия, – тогда линия 2 опустится ниже (пунктирная кривая на рис. 5.4) и оптимальная точка O^I будет характеризовать существенно меньшую

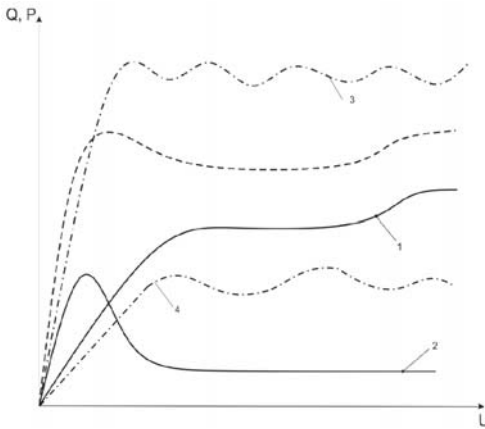


Рис. 5.5. К обоснованию повышения реакции сопротивления рамно-анкерной крепи с пространственно-податливыми связями; деформационно-силовые характеристики: — рамы (1) и анкера (2); - - - рамно-анкерной крепи с жесткой связью; - · - рамно-анкерной крепи с податливой связью (3) и податливого анкера (4)

нагрузку G_O^I на крепь, что позволяет снижать ее минимально достаточную реакцию сопротивления и, соответственно, материалоемкость крепи.

Описанный механизм формирования минимальной нагрузки предполагает условие: рамная крепь и анкера должны обеспечить требуемую податливость крепежной конструкции и согласованно (синхронно) изменять реакцию сопротивления в процессе перемещения породного контура выработки. Очевидно, простое сочетание (без конструктивных связей) рам и анкеров не позволяет реализовать данное условие: рамная крепь обладает определенной податливостью в соответствии со своими конструктивными особенностями; анкерная крепь формирует достаточно жесткую породную грузонесущую конструкцию, имеющую малую податливость. По этой причине большая часть нагрузки будет восприниматься более жестким элементом, что может привести к его разрушению и существенной потере общей несущей способности крепежной конструкции. Если анкера не формируют грузонесущей породной конструкции, то их раздельная работа с рамной крепью также не предполагает никакой согласованности, а сводится лишь к ограничению объема неустойчивых пород в соответствии с линией 2 на рис. 5.4.

На наш взгляд, согласование режимов работы рамной крепи и анкеров возможно при их объединении механическими связями; при этом проанализирована работа рамно-анкерной крепи как единой грузонесущей конструкции для вариантов жесткой и податливой связей по их деформационно-силовым характеристикам, схематически представленным на рис. 5.5. Здесь сплошными линиями показаны функции изменения реакции рамной крепи

$P(U)$ и сталеполлимерного анкера $Q(U)$ в процессе их податливости U под воздействием горного давления как независимых конструкций. При их объединении жесткой связью (пунктирная линия на рис. 5.5) в начальный период нагружения рамно-анкерной крепи составляющие P и Q реакций рамы и анкеров суммируются и их общий отпор увеличивается по причине роста несущей способности рамы с дополнительными опорами (по ее контуру) от воздействия жестких связей (см. рис. 5.3, в). Далее, с ростом перемещений U породного контура, сопротивление сталеполлимерного анкера, впрочем, как и многих других конструкций беззамковых анкеров, начинает снижаться из-за разрушения части контакта арматуры анкера с породными стенками шпура. Этот процесс обусловлен небольшой податливостью беззамковых анкеров (наиболее распространенных в практике крепления выработок), которая по данным многочисленных испытаний обычно не превышает нескольких десятков миллиметров в пределах упругих деформаций стержня. По причине весьма ограниченной податливости анкеров (многократно меньшей, чем у рамной крепи) общая реакция рамно-анкерной крепи снижается с увеличением перемещений U породного контура и в дальнейшем стабилизируется на уровне сочетания сопротивления рамы в режиме податливости, плюс действие реакции анкеров (дополнительные опоры) при больших перемещениях за счет остаточного трения арматуры о породные стенки шпура.

Более полно потенциальные возможности рамно-анкерной крепи (в плане повышения ее реакции сопротивления в податливом режиме работы) раскрываются при создании пространственно-податливых связей рам и анкеров. Здесь также присутствует эффект увеличения несущей способности рамы при создании дополнительных опор, но он усиливается за счет особенностей работы податливых связей. Сущность процесса заключается в следующем. При смещении породного контура деформирующаяся рама через гибкую (податливую) связь передает усилия на соседний анкер, стремящиеся его «извлечь» из шпура – так называемые «выдергивающие» усилия. Анкер сопротивляется им при небольшой податливости до момента исчерпания своей несущей способности (см. рис. 5.5, штрихпунктирные линии 4). На данном участке роста сопротивления анкера податливые свойства его конструкции дополняются податливостью гибкой связи так, что суммарная величина податливости увеличивается. По достижении максимальной реакции анкера происходит ее снижение (по мере роста перемещений породного контура) и логично предположить, что натяжение гибкой связи ослабевает – соответственно уменьшается ее реакция N_3^{max} (см. рис. 5.3, г) на стойку. Но, ослаблению натяжения гибкой связи препятствуют другие анкера, которые еще не находятся на «пике» своей реакции сопротивления. Поэтому, происходит саморегулирование «выдергивающих» усилий между целой группой анкеров вдоль выработки, соединенных общей гибкой связью: как только какой-либо анкер испытывает повышенные нагрузки в локальной области, благодаря податливой связи включаются соседние недогруженные анкера и так далее по всей длине механической связи. Таким образом, снижение ре-

акции сопротивления отдельного анкера в податливом режиме сразу же компенсируется соседними анкерами и рамно-анкерная крепь в целом достигает эффективного податливого режима постоянно высокого сопротивления, превышающего таковое для крепежных конструкций предыдущих групп.

В итоге, и по третьему критерию ресурсосбережения рамно-анкерные крепи с пространственно-податливыми связями имеют неоспоримые преимущества.

Четвертый критерий ресурсосбережения, касающийся уровня достижения условия равнопрочности основных несущих элементов, тесно связан с предыдущим критерием. Сущность условия равнопрочности заключается в перераспределении усилий в рамно-анкерной крепи пропорционально несущей способности каждого элемента и целесообразно, чтобы это перераспределение выполнялось автоматически в процессе сопротивления грузонесущей конструкции проявлению горного давления. Равнопрочная конструкция всегда будет иметь преимущество по соотношению «несущая способность-материалоемкость» и здесь имеет смысл сравнить только две группы рамно-анкерных крепей – с жесткой и податливой связями. Жесткая связь рамы и анкеров не допускает какого-либо перераспределения усилий по своей природе. Например, при небольших перемещениях породного контура образуется ограниченный объем неустойчивых пород и рама остается недогруженной; в то же время данной величины перемещений достаточно для нарушения части контакта арматуры анкера с породными стенками шпура и анкер теряет часть своей реакции сопротивления – получается один элемент конструкции недогружен, а второй перегружен с частичным разрушением. С другой стороны, при повышенных перемещениях породного контура рама работает в податливом режиме и полностью загружена; благодаря жесткой связи с анкерами она «выдергивает» арматуру из шпура, приводя к разрушению анкера частично или полностью, что также нежелательно. Следовательно, на протяжении всего периода силового взаимодействия системы «массив-рама-анкер» требуется поддержание процесса саморегуляции усилий пропорционально несущей способности анкеров и рам, что реализуется за счет создания пространственно-податливых связей между ними. Действительно, нагрузка на отдельный анкер в процессе нагружения, не превышая величину его несущей способности, перераспределяется благодаря гибким связям на соседние анкера, и этот процесс происходит автоматически за счет проскальзывания соединительного элемента относительно хвостовика анкера. С другой стороны, рама, перешедшая в режим податливости, не «выдергивает» соседние анкера благодаря запасу податливости гибких связей в направлении перемещения рассматриваемого участка рамы.

В заключение анализа конструкций и режимов работы рамно-анкерных крепей можно сделать только один очевидный вывод о наибольшем соответствии ресурсосберегающим критериям поддержания подготовительных выработок конструкций рамно-анкерных крепей с пространственно-податливыми связями, обеспечивающих в процессе нагружения саморегуляцию режимов взаимодействия элементов системы «массив-рама-анкер».

6. РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ ШАТРОВОЙ ИЗ СПЕЦПРОФИЛЯ (КШС 1)

6.1. РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ КРЕПИ КШС 1

Опыт проведения и поддержания выемочных выработок на шахтах со сложными горно-геологическими условиями свидетельствует, что в большинстве случаев значительные нагрузки на рамную крепь возникают со стороны боков и почвы выработки, в связи с чем возникают пластические деформации стоек рамы, что снижает несущую способность крепи в целом.

Анализ причин разрушения горных выработок и проведенные промышленные испытания позволили разработать рациональную для сложных горно-геологических условий конструкцию крепи из спецпрофиля с наклонными стойками, укрепленными анкерами с возможностью ограниченно-податливого их перемещения по опорным плитам.

Крепь включает раму из спецпрофиля, состоящую из стоек 1, верхняка 2, и узлов 3 податливости, съемных опорных плит 4 с анкерами 5 и затяжек 6 (рис. 6.1).

Съемная опорная плита 4 выполнена в виде штампованного трапециевидного элемента с отогнутыми вверх боковыми полками-ограничителями 7, упором 8 и отверстием 9 под анкер 5 (рис. 6.2).

Рамную крепь устанавливают следующим образом. На почве выработки укладывают опорные плиты 4, повернутые отогнутыми краями вверх и малым основанием к центру выработки, на которых устанавливают стойки 1 рамной крепи с последующим закреплением верхняка 2 посредством элементов узла 3 податливости. Положение стойки на опорной плите фиксирует упор 8. Затем через отверстия 9 бурят шпуров под анкеры 5, досылают в шпуров скрепляю-

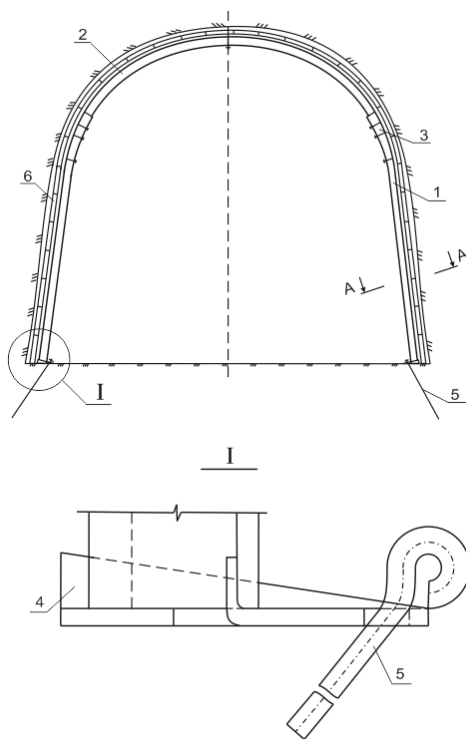


Рис. 6.1. Общий вид шатровой рамно-анкерной крепи КШС 1

щий раствор, вводят армирующие стержни и соединяют их с опорными плитами, после чего укладывают по контуру крепи затяжку 6 и забучивают закрепное пространство.

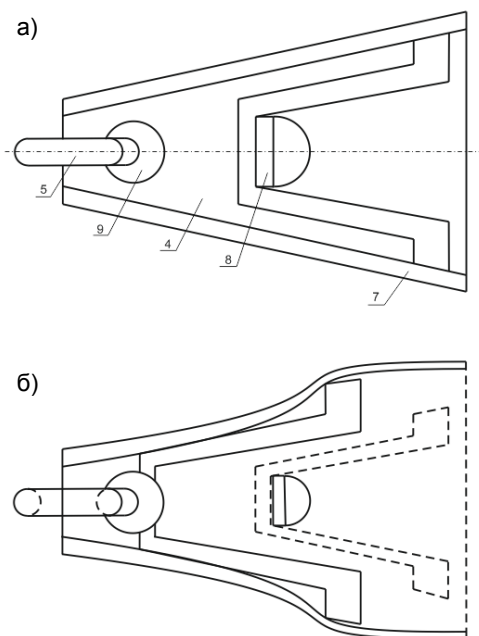


Рис. 6.2. Общий вид опорной плиты, до (а) и после (б) исчерпания податливости с последующим взаимодействием со стойкой крепи в жестком режиме

Крепь работает следующим образом. Стойки 1 рамы под воздействием смещающихся во внутрь породных стенок выработки нагружаются и проскальзывают по жестко закрепленным посредством анкера 5 опорным плитам 4, входят в контакт с внутренними поверхностями полок-ограничителей 7 и по мере нарастания бокового давления преодолевают также увеличивающуюся реакцию полок-ограничителей 7, разгибают их и перемещаются по опорным плитам до момента заклинивания стоек между полками-ограничителями и анкером. После чего стойки работают в жестком режиме и полностью передают нагрузку на анкеры, но эта нагрузка значительно меньше первоначальной благодаря податливо-жесткому режиму работы крепи, а полученная при этом дополнительная горизонтальная реакция стойки у основания повышает устойчивость рамы в целом.

6.2. ОБОСНОВАНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ КРЕПИ КШС 1

Несущая способность непосредственно рамной незамкнутой крепи уменьшается под воздействием пучения пород почвы, которое смещает стойки рамы вследствие деформации пород в полость выработки. При этом стойки опираются на смещающийся породный слой и перемещаются вместе с ним за счет сил трения. В связи с этим в опорных шарнирах А и В (рис. 6.3) возникает дополнительная сила, действующая на стойки рамы и равная (в пределе) произведению вертикальной реакции стойки в месте опоры на коэффициент трения f_{mp} металла по породе.

В соответствии с изложенным построена расчетная схема для равномерного распределения давления q , которая отличается от известных схем для двухшарнирной рамы тем, что искомая горизонтальная реакция в шарнирах

А и В равна $\frac{ql}{2} f_{mp}$. При таком распределении нагрузки (даже при их небольшой абсолютной величине) в опасных сечениях рамы действуют значительные изгибающие моменты, которые вызывают ее пластическое деформирование с последующим разрушением. Для предотвращения этого явления стойки рамы в новой конструкции крепи наклонены к вертикали под углом α_2 , в местах их опирания на породу устанавливаются анкеры под углом α_1 , которые воздействуют на стойки с силой, равной в пределе их несущей способности Q . При этом, изменяя величину реакции анкера Q , можно свести к минимуму действующие в раме максимальные изгибающие моменты M_{max} .

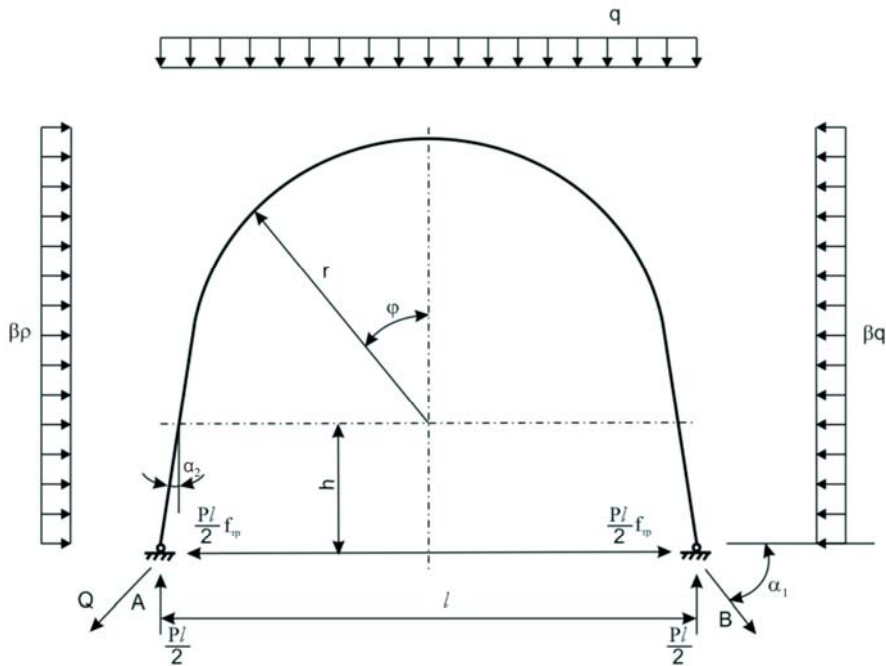


Рис. 6.3. Расчетная схема КШС 1

Максимум изгибающих моментов находится, как правило, либо в замке свода рамы ($\varphi = 0^\circ$), либо в сечениях с координатой φ_0 , расположенных симметрично в боках выработки. Поэтому необходимо минимизировать абсолютные значения M_{max} через параметр Q , определив при этом оптимальную величину Q_0 , соответствующую минимальному значению изги-

бающего момента в возможных опасных сечениях рамы.

Параметр Q_0 определяется при совместном решении уравнений, описывающих функции $M_{max}(Q)$ для всех опасных сечений рамы:

$$Q_0 = q \frac{l_1}{\cos \alpha_1} \left(C_1 - \sqrt{C_1^2 - C_2} \right), \quad (6.1)$$

где $C_1 = \beta h + \frac{l}{2} f_{mp} + (1 - \beta)(2h + r)$;

$$C_2 = \left(\beta h + \frac{l}{2} f_{mp} \right)^2 + 2(1 - \beta) \left[\frac{\beta}{2} (h + r)^2 + \frac{Bh^2}{2} - \frac{l^2}{2} + \frac{r^2}{2} + \frac{l^2}{2} f_{mp} (2h + r) \right],$$

l_1 – расстояние между рамами;

l – ширина выработки;

h – высота центра свода рамы;

β – отношение боковой нагрузки на крепь к вертикальной.

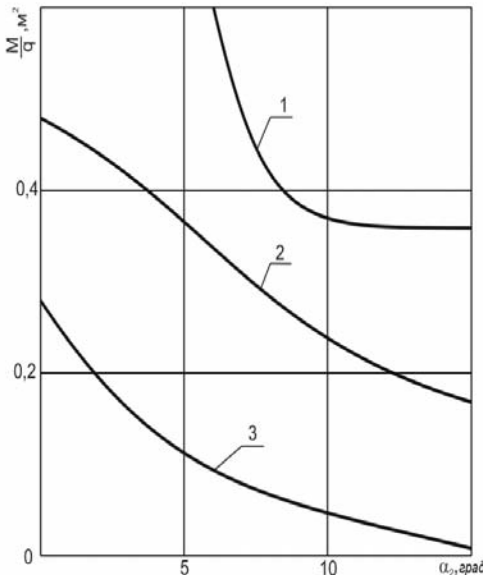


Рис. 6.4. Зависимость отношения $\frac{(M_{max})_{min}}{q}$ от угла наклона стоек при:

1 – $\beta = 0,25$; 2 – $\beta = 0,5$; 3 – $\beta = 0,75$

Расчеты показали, что величина реакции анкера существенно влияет на изменение максимальных изгибающих моментов по контуру рамы. Так, отклонение Q от значения Q_0 на 20-30% увеличивает M_{max} в 2-3 раза и более, в связи с чем вынуждены применять крепи с повышенной несущей способностью (и, соответственно более металлоемкие).

Минимальные значения максимальных изгибающих моментов $(M_{max})_{min}$ зависят от ряда параметров, включая ширину выработки l , высоту центра свода рамы h , угол наклона стоек к вертикальной оси выработки α_2 и коэффициент β .

Анализ зависимости $\frac{(M_{max})_{min}}{q}$ от угла наклона стоек крепи α_2 показывает, что с увели-

чением α_2 отношение $\frac{(M_{max})_{min}}{q}$ уменьшается (рис. 6.4). При этом, начиная с

$\alpha_2 = 10^\circ$, кривые выполаживаются, в связи с чем дальнейшее увеличение α_2 нецелесообразно и приводит к неоправданному увеличению ширины выработки. Поэтому в крепи КШС 1 угол наклона стоек принят равным $\alpha_2 = 10^\circ$.

Максимум изгибающего момента увеличивается с ростом параметров l и h (рис. 6.5). Причем, наименьшие значения отношения $\frac{(M_{max})_{min}}{q}$ находятся в интервале q $h = 0,5 - 1$ м. Поэтому в разработанных типоразмерах крепи высота центра свода изменяется в указанном интервале.

Наиболее четко прослеживается зависимость изгибающих моментов от соотношения β боковой и вертикальной нагрузки на крепь выработки. Уменьшение отношения $\frac{(M_{max})_{min}}{q}$ с ростом β вызвано тем,

что анкеры в стойках крепи предназначены для сопротивления боковым нагрузкам и пучению почвы. Поэтому чем больше доля этих нагрузок в общем балансе сил, тем лучше управлять напряженным состоянием крепи с помощью реакции анкера.

Величина реакции анкера Q обусловлена деформацией стоек рамы. Система «рама-анкер» стремится прийти в равновесное состояние с минимальной внутренней энергией, зависящей от напряжено-деформированного состояния. В связи с этим несущая способность анкера стремится к оптимальной величине Q_0 , при которой напряжения в опасных сечениях арки минимальны. При несущей способности анкера менее Q_0 оптимальный режим деформирования системы реализовать невозможно, ввиду того что анкер либо разорвется, либо будет проскальзывать относительно шпура, спо-

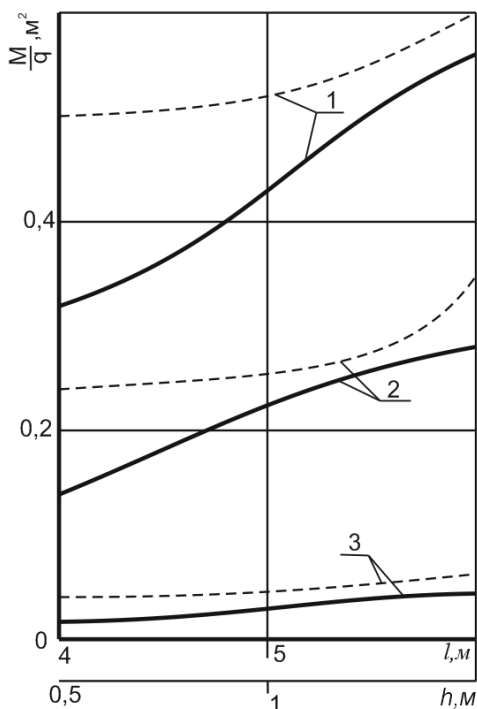


Рис. 6.5. Зависимость отношения $\frac{(M_{max})_{min}}{q}$ от ширины выработки l (—) и высоты центра ее свода h (---) при: 1 — $\beta = 0,25$; 2 — $\beta = 0,5$; 3 — $\beta = 0,75$

собствуя тем самым развитию пластических деформаций в опасном сечении рамы. Таким образом, несущая способность анкера должна быть большей или равной Q_0 .

Несущая способность, например, железобетонного или сталеполимерного анкеров зависит от прочности на разрыв армирующего стержня и прочности закрепления анкера в шпуре. По первому фактору выбирается диаметр армирующего стержня

$$d = 2 \sqrt{\frac{Q_0}{\pi \sigma_m}} \quad (6.2)$$

а по второму – длина закрепления анкера

$$L = L_1 + \frac{d}{4\tau_{mp}} \left(\frac{4Q_0}{\pi d^2} - \frac{\kappa}{F \frac{d^2}{4d_{uu}} + \text{cth}FL_1 + \frac{d^2}{d_{uu}^2} n f_u} \right), \quad (6.3)$$

где $L_1 = \frac{1}{F} \ln \left[\frac{\kappa}{\tau_{mp}} + \sqrt{\left(\frac{\kappa}{\tau_{mp}} \right)^2 - 1} \right];$

$$F = \frac{2}{d} \sqrt{2E \left[\frac{d_{uu} - d}{d_{uu} G_u} + \frac{d}{d_{uu} G_n} \right]};$$

$$n = \frac{\mu}{E} \left(\frac{d_{uu} - d}{d_{uu} E_u} + \frac{d}{d_{uu} E_n} + \frac{1}{E} \right)^{-1};$$

d_{uu} – диаметр шпура;

σ_m – предел текучести арматурного стержня;

τ_{mp} – касательные напряжения остаточного трения;

κ – адгезия цементно-песчаного скрепляющего слоя с породными стенками шпура;

G_u и G_n – модули сдвига скрепляющего слоя и породы;

E , E_u и E_n – модули упругости материала армирующего стержня, скрепляющего слоя и породы;

μ – коэффициент поперечной деформации материала армирующего стержня;

$f_{ц}$ – коэффициент трения скрепляющего слоя о породу.

Таким образом, в результате исследования напряженного состояния системы «рама-анкер» оптимизированы ее параметры, обеспечивающие повышенную устойчивость рамно-анкерной крепи при минимальной ее металлоемкости.

7. РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ КРЕПИ ШАТРОВОЙ (КШС 2) СО СТОПОРНЫМИ ОПОРНЫМИ ПЛИТАМИ

7.1. КОНСТРУКЦИЯ КРЕПИ КШС 2

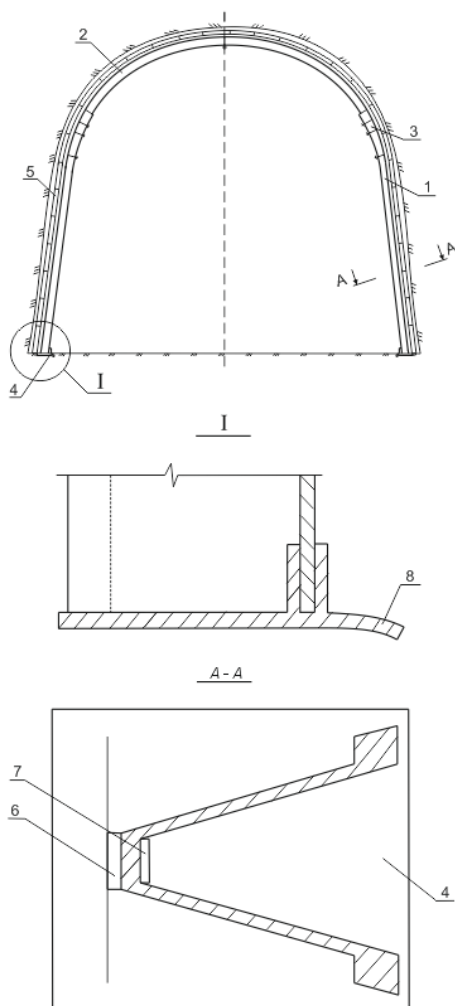


Рис. 7.1. Общий вид шатровой крепи КШС 2

Для повышения горизонтальной связи стойки рамы с породами почвы выемочных выработок в крепи КШС 2 предусмотрена стопорная опорная плита (рис. 7.1). Крезь содержит раму из спецпрофиля, состоящую из стоек 1, верхняка 2, узлов 3 податливости, съемных опорных плит 4 и затяжек 5. Съемная опорная плита включает упор 6, ограничитель 7 и стопорную стенку 8, выполненную в виде дуги.

Рамную крепь устанавливают следующим образом. На почве выработки укладывают опорные плиты 4, повернутые стопорной стенкой 8 вниз и к центру выработки. На плитах устанавливают стойки 1 крепи с последующим закреплением верхняка 2 посредством узла 3 податливости. Положение стойки на опорной плите фиксирует упор 6 и ограничитель 7. Затем укладывают по контуру крепи затяжки 5 и забучивают закрепное пространство. При погашении выработки крепь совместно с опорными плитами извлекается для повторного использования.

Стойки 1 совместно с опорными плитами 4 под воздействием смещающихся во внутрь выработки породных стенок нагружаются, сопротивляясь этим смещениям посредством стопорных стенок, внедренных в породы почвы и, когда боковая нагрузка превышает сопротивление

породной призмы сколу, происходит ее скол с одновременным осуществлением боковой податливости стойки и снижением действующей на нее боковой нагрузки. При этом реакция стойки рамы с опорной плитой ограничивает интенсивность смещения пород в выработку, предотвращая их расслоение и обрушение. В такой последовательности происходит противодействие рамы боковым нагрузкам до полного затухания смещений боковых пород. При этом устойчивость крепи и выработки в целом повышается.

7.2. ОБОСНОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ОПОРНОЙ ПЛИТЫ ОПК-1

Для выбора рациональных параметров опорной плиты необходимо определить требуемую величину ее горизонтального сопротивления Q_c . Схема к расчету Q_c приведена на рис. 7.2 и составлена исходя из следующих предпосылок. При действии максимальной вертикальной нагрузки q , соответствующей несущей способности рамной крепи, ее материал находится в предельном состоянии. В наиболее ослабленных сечениях, какими являются места соединения верхняка со стойками (замки), появляются пластические шарниры (см. рис. 7.2, точки А). Если при этом на раму воздействует значительная боковая нагрузка q_b , то стойка деформируется внутрь выработки с потерей устойчивости крепи в целом. Для предотвращения этого опорная плита должна иметь определенную реакцию сопротивления Q_c горизонтальному перемещению.

Из условия равновесия стойки под воздействием внешних нагрузок получена формула для расчета необходимой реакции сопротивления опорной плиты

$$Q_c = q_b \frac{h_1}{2} L - \frac{Q}{2} \left[\frac{(h_1 - h)^2}{lh_1} + f_{mp} \right], \quad (7.1)$$

где Q – несущая способность крепи;

h – высота прямолинейной части стойки;

h_1 – высота замка рамы от почвы выработки;

l – ширина рамы (расстояние между опорами стоек крепи в поперечном сечении выработки);

L – расстояние между рамами вдоль оси выработки;

f_{mp} – коэффициент трения опорной плиты о породы почвы выработки.

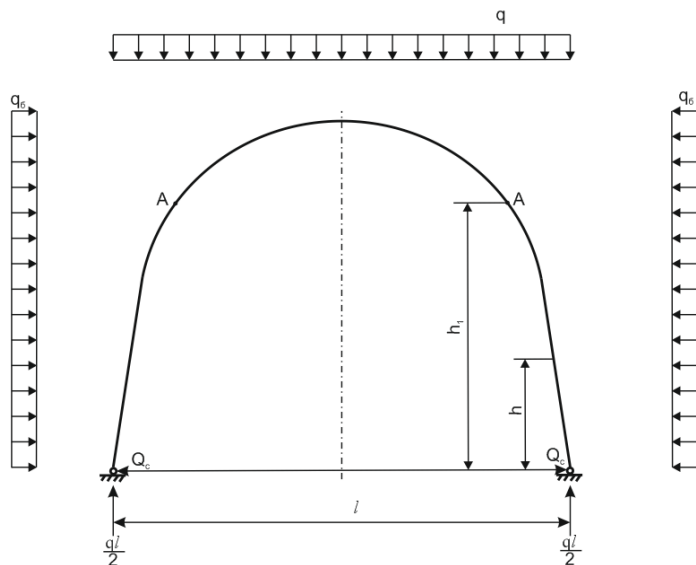


Рис. 7.2. Расчетная схема к определению требуемой реакции опорной плиты

В связи с тем, что нередко почва выработки обводнена, то коэффициент трения f_{mp} резко уменьшается, особенно для пород, представленных аргиллитами и алевролитами. Поэтому с некоторым запасом прочности формулу (7.1) можно преобразовать к виду

$$Q_c = q_b \frac{h_1}{2} L - \frac{Q(h_1 - h)^2}{alh_1}. \quad (7.2)$$

По формуле (7.2) выполнены расчеты величины Q_c и результаты сведены в табл. 7.1, из которой видно, что требуемая горизонтальная реакция сопротивления опорной плиты изменяется в основном в пределах $Q_c = 20 - 30$ кН. Максимальная величина Q_c составляет 31,4 кН.

По величине требуемой горизонтальной реакции сопротивления опорной плиты определены рациональные параметры стопорного элемента.

Рассмотрим механизм взаимодействия стопорного элемента с породами почвы выработки. В процессе нагружения стойки рамной крепи усилия передаются на опорную плиту и стопорный элемент внедряется в породу. Сопротивление опорной плиты горизонтальным усилиям достигается за счет взаимодействия стопорного элемента с породами почвы. Поэтапно скалывая породные призмы, опорная плита вместе со стойкой рамы перемещается внутрь выработки, обладая тем самым определенной податливостью. По

окончании режима податливости система «крепь-порода» переходит в равновесное состояние, при котором процесс смещения стойки с опорной плитой внутрь выработки прекращается. Для этого горизонтальная реакция стопорного элемента должна соответствовать требуемой величине Q_c , определяемой по формуле (7.2).

Таблица 7.1

ТАБЛИЦА К ВЫБОРУ ПАРАМЕТРОВ ОПОРНОЙ ПЛИТЫ

Площадь поперечного сечения выработки, m^2	9,6			11,4			13,9		15,6		18,6	
	19	22	27	19	22	27	22	27	27	33	27	33
Требуемое горизонтальное сопротивление опорной плиты, кН	29,0	27,6	25,5	26,3	24,1	20,8	31,4	28,8	27,2	23,5	30,6	27,4

Схема к расчету горизонтальной реакции сопротивления опорной плиты приведена на рис. 7.3. Максимальное сопротивление Q_c стопорного элемента определяется двумя факторами: сколом породной призмы ВДЕ и изгибом стопорного элемента.

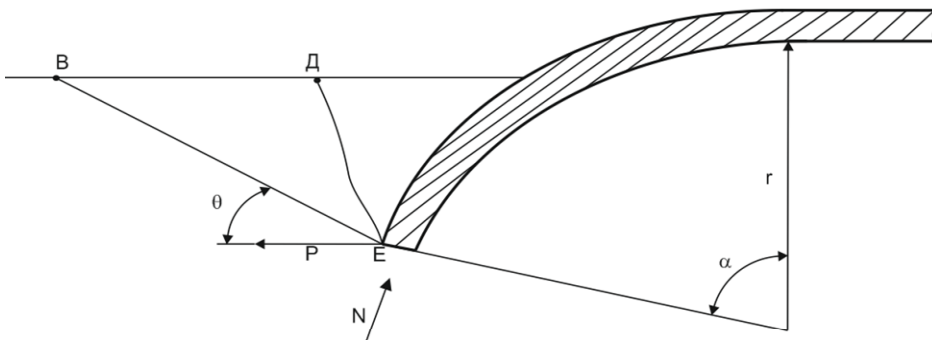


Рис. 7.3. Схема к расчету рациональных параметров стопорного элемента опорной плиты

Скол породной призмы происходит под углом θ наименьшего сопротивления.

Уравнение равновесия породной призмы при воздействии распределенной по ширине a стопорного элемента нагрузки P запишем в виде

$$\tau_c = C + \sigma_n \operatorname{tg} \rho, \quad (7.3)$$

где C – сцепление породы;

ρ – угол внутреннего трения породы;

τ_c и σ_n – напряжения скола и нормальные напряжения в плоскости скола породной призмы от действия силы P .

Согласно расчетной схемы (см. рис. 7.3) величины τ_c и σ_n равны

$$\left. \begin{aligned} \tau_c &= \frac{P}{r(1 - \cos \alpha)} \sin \theta \cos \theta; \\ \sigma_n &= \frac{P}{r(1 - \cos \alpha)} \sin^2 \theta, \end{aligned} \right\} \quad (7.4)$$

где r – радиус изгиба стопорного элемента;

θ – угол наклона плоскости скола породной призмы к горизонтали.

Подставляя выражения (7.4) в уравнение (7.3), получаем уравнение равновесия породной призмы

$$P \sin \theta (\cos \theta - \sin \theta \operatorname{tg} \rho) = C_2 (1 - \cos \alpha). \quad (7.5)$$

При решении уравнения (7.5) необходимо определить угол θ наклона плоскости наименьшего сопротивления. Для этого исследуем уравнение (7.5) на минимум сопротивления сдвигающим усилиям путем определения первой производной по параметру θ величины отношения

$$\frac{d}{d\theta} \left[\frac{Cr(1 - \cos \alpha)}{P \sin \theta \cos \theta} + \operatorname{tg} \theta \operatorname{tg} \rho \right] = 0 \quad (7.6)$$

и приравнивания полученного выражения нулю. В результате получена зависимость

$$\operatorname{tg} \theta = \sqrt{\frac{Cr(1 - \cos \alpha)}{P \operatorname{tg} \rho + Cr(1 - \cos \alpha)}}. \quad (7.7)$$

Подставляя выражение (7.7) в уравнение (7.5), получаем формулу для расчета максимального сопротивления породной призмы сколу

$$P = 2Cr(1 - \cos \alpha) \left(\operatorname{tg} \rho + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \rho} \right). \quad (7.8)$$

В формулу (7.8) входят такие прочностные параметры породы как сцепление C и угол внутреннего трения ρ , которые целесообразно выразить через наиболее употребляемый прочностной параметр – предел прочности породы на сжатие $\sigma_{сж}$. Для этого используем уравнение предельного состояния горных пород

$$2\psi\sigma_{сж} = \sqrt{(1-\psi)(\sigma_{max} + \sigma_{min})^2 + 4\psi(\sigma_{max} - \sigma_{min})^2} - (1-\psi)(\sigma_{max} - \sigma_{min}), \quad (7.9)$$

где $\psi = \frac{\sigma_p}{\sigma_{сж}}$ – отношение предела прочности породы на растяжение σ_p к пределу породы на сжатие $\sigma_{сж}$;

σ_{max} и σ_{min} – максимальные и минимальные главные напряжения.

Принимая во внимание, что для условия чистого среза можно записать

$$C = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \text{ и } \sigma_{max} = -\sigma_{min}, \text{ из уравнения (7.9) получаем}$$

$$C = \frac{\sigma_{сж}}{2} \sqrt{\psi}. \quad (7.10)$$

Угол внутреннего трения породы в общем случае зависит от вида ее напряженного состояния, поэтому величину ρ определяем для конкретной точки кривой предельного состояния ($\tau = c$)

$$\operatorname{tg} \rho = \frac{1-\psi}{2\sqrt{\psi}}. \quad (7.11)$$

Подставляя выражения (7.10) и (7.11) в формулу (7.8), получаем выражение для расчета максимального сопротивления породной призмы сколу

$$P = r(1 - \cos \alpha) \sigma_{сж}. \quad (7.12)$$

Максимальное сопротивление стопорного элемента по фактору его изгиба определяется из уравнения равновесия стопорного элемента согласно расчетной схеме (см. рис. 7.3)

$$\frac{\delta^2}{4} \sigma_m = r(1 - \cos \alpha)(P - N), \quad (7.13)$$

где δ – толщина стопорного элемента;

σ_m – предел текучести материала стопорного элемента.

N – нормальное усилие на торец стопорного элемента.

Принимая во внимание, что при внедрении стопорного элемента в породу на его торце развиваются напряжения, разрушающие породу, полагаем

$$N = \sigma_{сж} \delta. \quad (7.14)$$

Тогда, решая совместно выражения (7.12)-(7.14), получаем уравнение равновесия стопорного элемента

$$\frac{\delta^2}{4} \sigma_m = \sigma_{сж} r (1 - \cos \alpha) [r (1 - \cos \alpha) - \delta], \quad (7.15)$$

которое обуславливает равнопрочность системы «стопорный элемент-порода» по факторам скола породной призмы и изгибу стопорного элемента.

Из уравнения (7.15) получено выражение для расчета рациональной величины центрального угла α стопорного элемента

$$\alpha = \arccos \left[1 - \frac{\delta}{2r} \left(1 + \sqrt{\frac{\sigma_m}{\sigma_{сж}}} \right) \right]. \quad (7.16)$$

При выполнении практических расчетов необходимо учесть факторы, снижающие предел прочности породы на сжатие, что достигается введением вместо величины $\sigma_{сж}$ величины $R_{сж}$ – расчетного сопротивления породы сжатию

$$R_{сж} = K K_1 \sigma_{сж}, \quad (7.17)$$

где K – коэффициент, учитывающий дополнительную нарушенность массива пород поверхностями без сцепления или с малой связностью;

K_1 – коэффициент, учитывающий разупрочнение обводненных пород.

Учитывая, что для аргиллитов и алевролитов Западного района Донбасса коэффициента K и K_1 равны соответственно $K = 0,6$; $K_1 = 0,5 + 0,6$, преобразуем формулу (7.16) к виду

$$\alpha = \arccos \left[1 - \frac{\delta}{2r} \left(1 + \sqrt{\frac{3\sigma_m}{\sigma_{сж}}} \right) \right]. \quad (7.18)$$

По формуле (7.18) построены графики зависимости центрального угла α от параметров $\sigma_{сж}$ и δ (рис. 7.4), из которых видно, что ра-

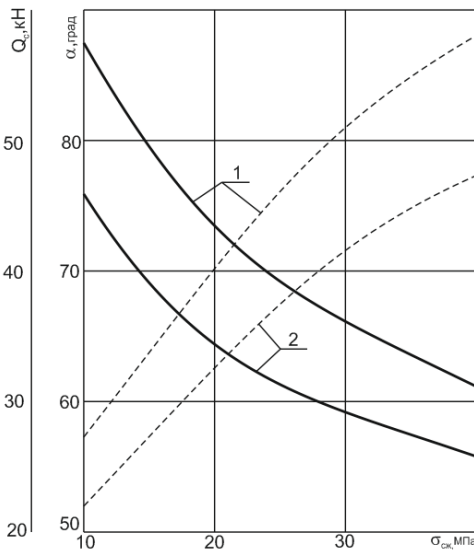


Рис. 7.4. Зависимость центрального угла α и горизонтального сопротивления Q_c стопорного элемента от предела прочности породы на сжатие $\sigma_{сж}$ при:
1 – $\delta = 10$ мм; 2 – $\delta = 8$ мм

циональное значение α для пород, например, Западного Донбасса изменяется в основном в пределах $\alpha = 60^\circ - 75^\circ$. При этом горизонтальное сопротивление Q_c опорной плиты только при минимальной прочности пород ($\sigma_{сж} = 10$ МПа) находится в пределах требуемых значений $Q_c = 20 - 30$ кН (см. табл. 7.1). При увеличении прочности породы горизонтальное сопротивление опорной плиты увеличивается, достигая 50-55 кН.

Таким образом, предлагаемая конструкция опорной плиты достаточно эффективно сопротивляется боковым нагрузкам, предотвращая деформирование стойки рамы внутрь выработки и обеспечивая ее устойчивость, что снимает металлоемкость крепи в целом.

7.3. КОНСТРУКЦИЯ, СПОСОБ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ СТОПОРНОЙ ОПОРНОЙ ПЛИТЫ ОПК-3

В сложных горно-геологических условиях сооружения горных выработок в соответствии с требованиями нормативных документов стойки рамных металлических крепей при расчетном сопротивлении пород почвы на одноосное сжатие менее 15 МПа должны устанавливаться на опорные плиты, исключая вдавливание стоек крепи в почву выработки. Существующее многообразие рамных крепей из спецпрофиля СВП по фактору конструкции и характера взаимодействия опорных плит со стойками рамы и породами почвы можно разделить на две характерные основные группы. Первая группа характеризуется жестким режимом взаимодействия опорной плиты с породами почвы и ограниченно-податливым со стойкой рамы (см. рис. 6.1); вторая – жестким закреплением опорной плиты под стойкой рамы и неограниченно-податливым режимом взаимодействия с породами почвы (см. рис. 7.1).

Положительным в крепях первой группы является повышение устойчивости выработки, поддерживаемой в условиях значительных боковых нагрузок и затухающего пучения пород почвы до 900мм и с неоднократной их подрывкой, вследствие надежного закрепления анкеров за пределами области смещающихся в выработку пород. В таких условиях эксплуатации крепи повышенная металлоемкость опорной плиты с анкером и трудозатраты на их изготовление и установку оправданы, а в условиях отсутствия высоких боковых нагрузок и в слабых породах почвы выработки успешно применяют крепи второй группы, например, с опорными плитами, изображенными на рис. 7.1.

Однако для относительно широкого круга горно-геологических условий сооружения и эксплуатации выработок с затухающим характером пучения пород почвы (до 300мм) и наличия боковых нагрузок на крепь разработана конструкция опорной плиты (рис. 7.5) с регулируемым сопротивлением рамы боковым нагрузкам при неограниченно-податливом режиме взаимодействия

опорной плиты с породами почвы. Конструктивно такой режим взаимодействия системы «породы почвы – опорная плита – стойка рамы» достигается тем, что опорная плита снабжена стопором, геометрические параметры которого оптимизированы уравнением, полученным из решения задачи о прочности элементов рамы

$$b = 2H \frac{q_0 \frac{h_1}{2} L - Q \frac{(h_1 - h)^2}{2lh_1}}{\frac{\delta^2}{2} \sigma_m + \frac{a^2}{3} \sigma_{сж}}, \quad (7.19)$$

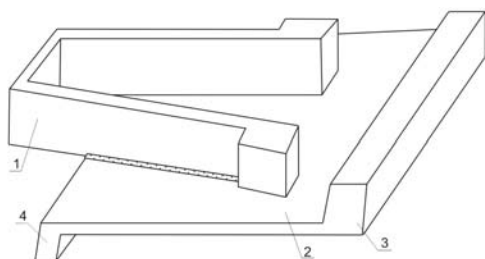


Рис. 7.5. Объемное изображение стопорной опорной плиты ОПК-3

где b – длина стопора опорной плиты;

a – толщина стопора;

H – высота стопора;

δ – толщина основания опорной плиты.

Численный анализ приведенной формулы позволил сделать рекомендации по выбору рациональных длин стопорной опорной плиты в зависимости от типа спецпрофиля СВП для сложных

горно-геологических условий (например, Западного района Донбасса), приведенные в таблице 7.2.

Таблица 7.2

Тип спецпрофиля СВП	19,22	27	33
Длина стопорной опорной плиты, в см	35	30	25

Стопорная опорная плита состоит (см. рис. 7.5) из упора 1 и основания 2 плиты с ограничителем 3 и стопором 4.

Кроме того, с целью снижения затрат на производство опорных плит разработана новая технология (рис. 7.6), предусматривающая использование для этих целей отходов раскроя спецпрофиля СВП при изготовлении элементов рамы шахтной крепи.

Отходы спецпрофиля мерной длины с остатком, образующиеся при изготовлении шахтной крепи из спецпрофиля СВП, нарезают на заготовки 1, равные длине основания плиты, а затем посредством разреза 2 по продольной оси симметрии (по днищу) заготовки разрезают на две половины и из каждой заготовки получают, таким образом, одновременно два основания 3 опорной плиты с готовыми ограничителями 5, функции которых выполняют фланцы спецпрофиля, и стопорами 6, образованными из разрезанного по-

полам дна заготовки. Образовавшийся после этого остаток 6 отхода спецпрофиля нарезают на участки длиной, равной высоте упора 1 (рис. 7.5) и приваривают на основании плиты со стороны ограничителя 3 таким образом, что между ограничителем и фланцами 5 упора 1 остается зазор, обеспечивающий размещение между ними фланцев стойки рамы.

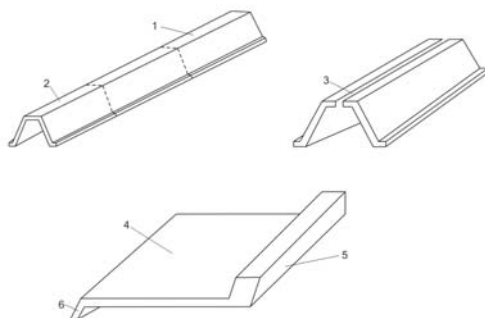


Рис. 7.6. Технология получения составляющих элементов стопорной опорной плиты ОПК-3 из отхода спецпрофиля СВР

При монтаже рамы (рис. 7.7) в забое горной выработки ее стойки 1 устанавливают на предварительно уложенные на почве выработки опорные плиты, которые ориентируют, так, что ограничитель 2 примыкает к породной стенке выработки, а стопор 3 располагается к центру выработки. Далее рамы собирают по обычной технологии.

Сопротивление породной призмы сколу определяется выражением

$$P = \frac{\sigma_{сж}}{3} H. \quad (7.20)$$

Сопротивление стопора по фактору его изгиба определяется из уравнения равновесия стопора, составленного в соответствии с расчетной схемой (см. рис. 7.8)

$$\frac{\delta^2}{4} \sigma_m = PH - N \frac{a}{2}, \quad (7.21)$$

где δ – толщина основания опорной плиты;

a – толщина стопора;

N – нормальное усилие на торце стопора.

Принимая во внимание, что при внедрении стопора в породу на его торце развиваются напряжения, разрушающие породу, полагаем

$$N = aR_{сж}. \quad (7.22)$$

Тогда, решая совместно выражения (7.20), (7.21) и (7.22), получаем формулу для расчета усилия P по фактору изгиба стопора

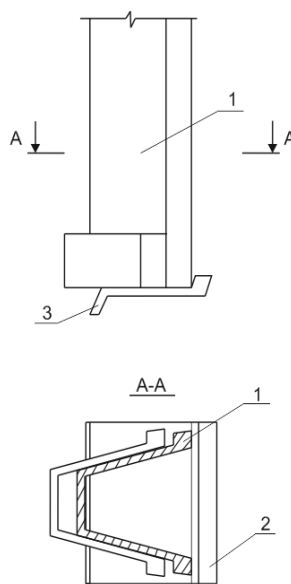


Рис. 7.7. Схема монтажа стойки рамы на опорной плите ОПК-3

$$P = \frac{1}{2} H \left(\frac{\delta^2}{2} \sigma_m + \frac{a^2}{3} \sigma_{сж} \right). \quad (7.23)$$

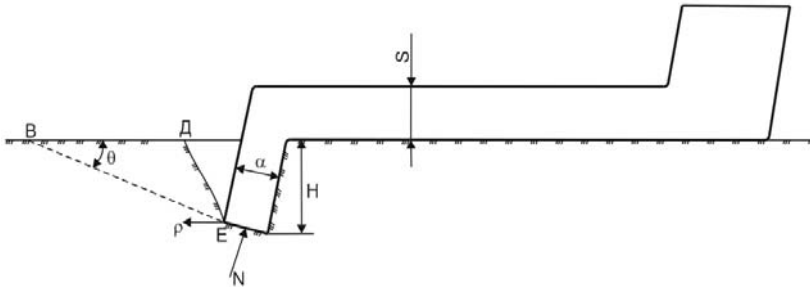


Рис. 7.8. Схема к расчету горизонтальной реакции сопротивления опорной плиты ОПК-3

За расчетную величину усилия P следует взять меньшее из значений, определяемых по формулам (7.20) и (7.23). Численный анализ формул (7.20) и (7.23) показал (вычисления производились для опорных плит, изготовленных из спецпрофиля СВП 19, 22, 27 и 33, при изменении прочности породы на сжатие в пределах $\sigma_{сж} = 10 + 40$ МПа, характерных для условий применения опорных плит), что величина усилия P , определенная по фактору изгиба стопора, как правило, меньше, чем величина усилия P , рассчитанная по фактору скола породной призмы (табл. 7.3). Следовательно, расчетную величину усилия P следует определять по формуле (7.23), т.е. по фактору изгиба стопорного элемента.

Таблица 7.3

ВЫБОР ФАКТОРА, ОПРЕДЕЛЯЮЩЕГО ВЕЛИЧИНУ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТОПОРА ОПОРНОЙ ПЛИТЫ

Тип спецпрофиля СВП	19	22	27	33
Усилие по фактору скола породной призмы	98-392	98-392	98-392	109-436
Усилие по фактору изгиба стопорного элемента	87-103	95-115	117-156	140-172

Учитывая вышеизложенное, величина горизонтального сопротивления стопора равна

$$Q_c = Pb = \frac{b}{2H} \left(\frac{\delta^2}{2} \sigma_m + \frac{a^2}{3} \sigma_{сж} \right). \quad (7.24)$$

Тогда формула для расчета необходимой длины основания опорной плиты ОПК-3 имеет вид (7.19).

Численный анализ формулы (7.19) позволил сделать рекомендации по выбору рациональных длин опорной плиты в зависимости от типа спецпрофиля СВП для сложных горно-геологических условий, например, Западного района Донбасса (табл. 7.2).

Таким образом, получена расчетная формула и сделаны рекомендации по выбору рациональной длины основания опорной плиты ОПК-3 со стопором, применение которой позволит ограничить смещение стоек рамной крепи во внутрь выработки и повысить тем самым ее устойчивость в сложных горно-геологических условиях.

7.4. КОНСТРУКЦИЯ И СПОСОБ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ОПОРНОЙ ПЛИТЫ ОПК-4

Конструкция опорной плиты ОПК-4 позволяет добиться экономии металла за счет получения опорных плит из отходов спецпрофиля, образующихся при изготовлении крепи. Это достигается тем, что первоначально отход спецпрофиля разделяют на два участка посредством надрезов в боковых стенках от фланцев до его основания, а потом осуществляют переформовку одного участка отхода профиля в основание плиты с ребрами жесткости, образованными фланцами и основанием спецпрофиля, с последующим загибом основания плиты на 90° относительно второго участка отхода в сторону открытой части спецпрофиля (рис. 7.9).

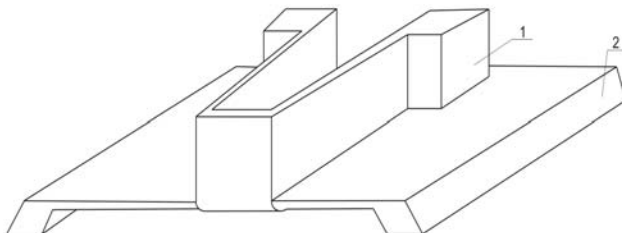


Рис. 7.9. Общий вид опорной плиты ОПК-4

Экономия металла достигается вследствие изготовления всех элементов опорной плиты нужной конфигурации как одного целого из отхода спецпрофиля, подлежащего отправке в металллом, что позволяет экономить стальную полосу, традиционно применяемую для изготовления опорных плит.

Способ изготовления опорных плит осуществляется следующим образом. Отходы спецпрофиля, образующиеся при изготовлении шахтной крепи, разрезают на заготовки длиной, равной суммарной высоте упора 1 и необходимой длины развертки основания плиты 2 (см. рис. 7.6 и 7.10, б). После этого заготовку посредством надрезов 3, выполняемых на том же оборудовании, на котором производят раскрой балок спецпрофиля, разделяют на два участка, равных соответственно проектной высоте упора 1 и длине развертки основания плиты 2 и соединенных между собой данной частью 4

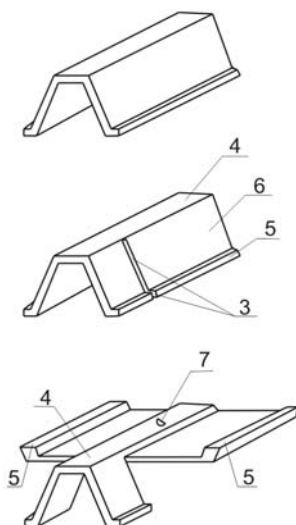


Рис. 7.10. Технология изготовления опорной плиты ОПК-4

спецпрофиля, поскольку надрезы осуществляют только во фланцах 5 и боковых стенках 6 спецпрофиля. Затем участок заготовки, соответствующий длине основания плиты распрямляют под прессом в основание плиты, содержащее ребра жесткости, образованные соответственно основанием 4 и фланцами спецпрофиля 5, при этом одновременно в основании плиты штампуют ограничитель 7. После этого основание плиты загибают под прессом в штампе на 90° относительно второго участка заготовки в сторону опорной части спецпрофиля. При этом ребра жесткости 5 располагаются на наружной стороне основания плиты, что обеспечивает надежную фиксацию плиты на почве выработки.

При монтаже рамы в забое горной выработки ее стойки устанавливают на предварительно уложенные на почве выработки опорные плиты и собирают раму по обычной технологии.

Предлагаемый способ позволяет использовать отходы спецпрофиля при изготовлении шахтной крепи, которые подлежали отправке в металлолом, экономить стальную полосу, используемую для изготовления опорных плит, а также повысить за счет ребер жесткости несущую способность опорных плит, улучшить их взаимодействие с породами почвы, повысить устойчивость шахтной крепи.

8. РАСЧЕТ НАГРУЗКИ НА РАМНУЮ КРЕПЬ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК

8.1. ОБОСНОВАНИЕ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ НАГРУЖЕНИЯ КРЕПИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

Для выбора рациональных параметров крепления и охраны выемочных выработок необходимо выполнить расчет силового взаимодействия вмещающих пород с крепью и охранным элементом. Причем, рассматривать это взаимодействие необходимо как взаимовлияние элементов единой системы, развивающейся по мере движения очистного забоя.

На шахтах объединений по всему Донбассу, получила наиболее широкое распространение для крепления подготовительных выработок арочная форма незамкнутой рамной крепи. Для упрощения дальнейших расчетов желательно эту форму крепи описать наиболее простым уравнением, которое в полярных координатах представляет окружность. Избрав уравнение окружности для описания контура рамной крепи, в работе [42] обосновывается полуцилиндрическая аппроксимация реальной ее формы (при этом решение задачи существенно упрощается). В работах [3, 9] была предложена аппроксимация реальной формы крепи в виде незамкнутого цилиндра, где угол незамыкающего сегмента окружности зависит от соотношения высоты h прямолинейной части стойки рамы и радиуса r свода верхняка. Для обоснования большей достоверности аппроксимации реальной формы рамы в виде незамкнутого цилиндра было проведено сравнение максимумов изгибающего момента (как основного параметра, определяющего несущую способность рамы) для трех форм крепи: реальной, полуцилиндрической и незамкнутой цилиндрической. Расчеты проведены для стержневой конструкции, защемленной в опорах, с использованием метода строительной механики. Результаты расчетов показали, что полуцилиндрическая форма крепи допускает значительную погрешность – величина максимумов изгибающего момента может отличаться в 1,3-2 раза и более; причем отношение $\frac{M}{M_p}$ максимумов для полуцилиндра M и реальной формы M_p меньше

единицы, т.е. значение максимума изгибающего момента для полуцилиндрической формы существенно занижено по отношению к таковому для реальной формы, что недопустимо.

Для формы рамы в виде незамкнутого цилиндра отношение максимума изгибающего момента крепи незамкнутой формы M_n к максимуму M_p крепи

реальной формы $\frac{M_n}{M_p}$ находится в основном в пределах $0,91 \leq \frac{M_n}{M_p} \leq 1,10$, то

есть погрешности от такой аппроксимации реальной формы крепи не пре-

вышают, как правило, 10%, что вполне допустимо при расчетах крепи горной выработки. Поэтому в дальнейших расчетах арочной крепи выемочных выработок принята форма крепи в виде незамкнутого цилиндра. Причем, для наиболее часто встречающихся соотношений $\frac{h}{r} = 0,2 \div 0,4$, для большинства конструкций крепей, угол незамкнутого сегмента цилиндра составляет в среднем $\alpha = \frac{5}{8}\pi$, что позволяет вести расчеты в пределах допустимых отклонений в горном деле.

В общем случае на крепь действует нагрузка неравномерная и несимметричная относительно горизонтальной и вертикальной осей выемочной выработки. Изменение нагрузки по контуру выработки может быть плавным или дискретным, на отдельных участках контура рамной крепи нагрузка может отсутствовать.

На крепь действует вертикальная нагрузка q_{δ} , максимум которой смещен в сторону обрабатываемой части пласта (рис. 8.1). Со стороны пласта угля действует боковая нагрузка q_{δ} от породного массива и $(q_{\delta})_1$ от угольного пласта. Нагрузки q_{δ} и $(q_{\delta})_1$ в общем случае неравны друг другу, так как уголь и вмещающие породы, как правило, имеют различные механические характеристики. Со стороны выработанного пространства в кровле пласта действует боковая нагрузка q_{δ} ; по мощности m вынимаемого пласта, то

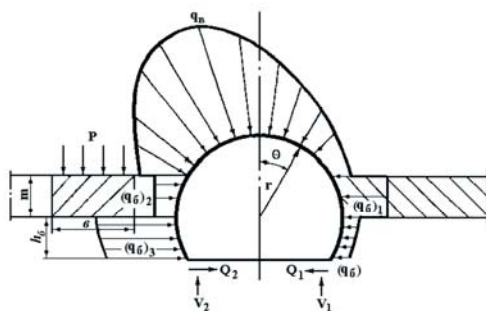


Рис. 8.1. Расчетная схема нагружения крепи выемочной выработки в зоне влияния очистных работ

есть на участке рамы высотой m действует нагрузка $(q_{\delta})_2$. Если охранный целик отсутствует, значительно удален в глубь выработанного пространства, или охраняется элементами малой жесткости (деревянные костры, бутовые полосы), то нагрузка $(q_{\delta})_2$ может приближаться к нагрузке q_{δ} . Если выработка охраняется жесткими полосами на границе с небольшим расстоянием от выработки, то нагрузка $(q_{\delta})_2$ может приближаться к нулю.

В случае применения жесткого охранный элемента на него формируется значительная нагрузка P от веса опускающейся кровли выработанного пространства. Эта нагрузка передается на почву пласта под охранным элементом на весьма ограниченной площади. Поэтому при слабых и средней крепости породах возникает эффект вдавливания охранный конструкции как жесткого штампа с образованием сдвига почвы пласта в сторону выработки.

На этой высоте стойки рамы создается боковое давление $(q_6)_3$, которое действует по высоте стойки рамы, соответствующей высоте h_6 бермы выемочной выработки.

В опорах стоек рамной крепи возникают реакции: вертикальные V_1 и V_2 от действия вертикальных нагрузок со стороны породного массива, а также горизонтальные реакции Q_1 и Q_2 , которые направлены только внутрь выработки по следующей причине. В широком диапазоне горно-геологических условий, особенно, в породах слабых и средней крепости наблюдается пучение почвы с той или иной интенсивностью. Одной из характерных особенностей процесса пучения является то, что наряду с вертикальными смещениями пород почвы внутрь выработки наблюдаются также горизонтальные перемещения породы, на которую опираются стойки крепи. Таким образом, стойки рамы опираются на перемещающийся в горизонтальном направлении (в сторону вертикальной оси выработки) породный слой, который и вызывает появление горизонтальных усилий Q_1 и Q_2 в опорах стоек рамной крепи.

8.2. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ НА КРЕПЬ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

Расчет вертикальной нагрузки q_e проводится на основе исследований НГУ, ВНИМИ, института «Днепрогипрошахт», ИГТМ НАН Украины, которыми обобщен характер проявлений горного давления как в капитальных, так и в подготовительных выработках (в зоне влияния очистных работ) в условиях, характерных для Западного Донбасса и приближенных к ним угольных регионах [43].

В руководстве [43] для определения вертикальной нагрузки в каждом конкретном случае (выработка вне зоны влияния очистных работ, впереди и позади очистного забоя) необходимо определять последовательно целый ряд параметров по отдельным графикам и таблицам (от 5 до 7 графиков), а затем производить над вычисленными параметрами арифметические действия и в результате определяется величина q_e . Естественно такая методика несколько затруднительна при практических расчетах. Поэтому расчеты усовершенствованы путем построения на базе графиков [43] одной общей номограммы, по которой непосредственно единым ходом ключа определяют вертикальную нагрузку на крепь для всех трех характерных случаев. Кроме этого, с помощью номограммы можно четко проследить какую долю нагрузки на крепь выемочной выработки вносит влияние очистных работ.

Следует отметить, что при расчете как вертикальной, так и боковой нагрузки на крепь не учитывается влияние реакции крепи на формирование нагрузки со стороны породного массива в силу незначительности этой зависимости для выемочных выработок, находящихся в зоне интенсивного влия-

ния очистных работ. Кроме того, при установке анкеров в комбинации с рамной крепью не учитывается также упрочняющее действие анкеров на приконтурный породный массив, которое по данным [43] при установке четырех анкеров в поперечном сечении выработок снижает нагрузку всего на 5÷15%. Легко видеть, что эти допущения идут в запас прочности при расчете несущей способности крепи.

Обобщающая номограмма представлена на рис. 8.2 и правило пользования ею показано на следующем примере: глубина заложения выработки $H = 400$ м, расчетное сопротивление породы сжатию $R = 30$ МПа, срок службы выработки $T = 300$ суток, ширина выработки $a = 4$ м, способ охраны – тумбы из железобетонных блоков, мощность пласта $m = 1$ м. Расчет ведется последовательно для всех трех случаев: начиная от проведения выработки, затем впереди очистных работ (в зоне опорного давления) и, наконец, за фронтом очистных работ.

Для определения нагрузки q_g для выработки вне зоны влияния очистных работ поступаем в соответствии с ходом ключа (пунктирная линия). В квадранте I от шкалы $H = 400$ м восстанавливаем перпендикуляр до линии $R = 30$ МПа, от полученной точки проводим горизонталь до левой границы квадранта и отмечаем полученную точку. В квадранте II из отметки $H = 400$ м опускаем вертикаль до линии $R = 30$ МПа, откуда проводим горизонталь до правой границы квадранта II. Соединяем полученные точки прямой и на центральной шкале квадранта I определяем значение параметра, равное 1,3. Далее из отметки $H = 400$ м в квадранте III проводим горизонталь до пересечения с линией $R = 30$ МПа, откуда опускаем вертикаль в квадрант IV до пересечения с прямой, соответствующей параметру 1,3.

Из точки пересечения проводим горизонталь до пересечения с левой границей квадранта IV. От данной точки проводим в квадранте IV линию под углом 45° . Затем в квадранте V проводим горизонталь из квадранта II до пересечения с линией $T = 300$ суток, откуда восстанавливаем вертикаль в квадрант IV до пересечения с наклонной прямой. Горизонталь из точки пересечения указывает на левой шкале квадранта IV величину прогнозируемых вертикальных смещений, равную 650 мм. Отмечаем данное смещение 650 мм на правой шкале квадранта IV и проводим горизонталь до линии $a = 4$ м, из точки пересечения опускаем вертикаль и на горизонтальной шкале квадранта VI читаем ответ: вертикальная нагрузка вне зоны влияния очистных работ составляет $q_g = 117$ кПа.

Нагрузка q_g в зоне опорного давления (т.е. впереди лавы) определяется по смещениям породного контура, величина которых складывается из ранее определенных смещений 650 мм (вне зоны влияния очистных работ) и дополнительных, которые развиваются в зоне опорного давления. Следовательно, первая часть смещений определяется по квадрантам I-VI. Дополнительные смещения и, соответственно, нагрузка определяется по квадрантам

VII-VIII. От отметки $H = 400$ м в квадранте VII проводим горизонталь до линии $R = 30$ МПа из точки пересечения восстанавливаем перпендикуляр в квадрант VIII. На правой шкале квадранта VI из отметки 650 мм проводим линию под углом 45° до пересечения с перпендикуляром из квадранта VII; из этой точки проводим горизонталь до линии $a = 4$ м, откуда восстанавливаем перпендикуляр до горизонтальной шкалы квадранта VIII, где и читаем ответ $q_e = 158$ кПа. Таким образом, влияние очистных работ выразилось в том, что вертикальная нагрузка увеличилась на 41 кПа.

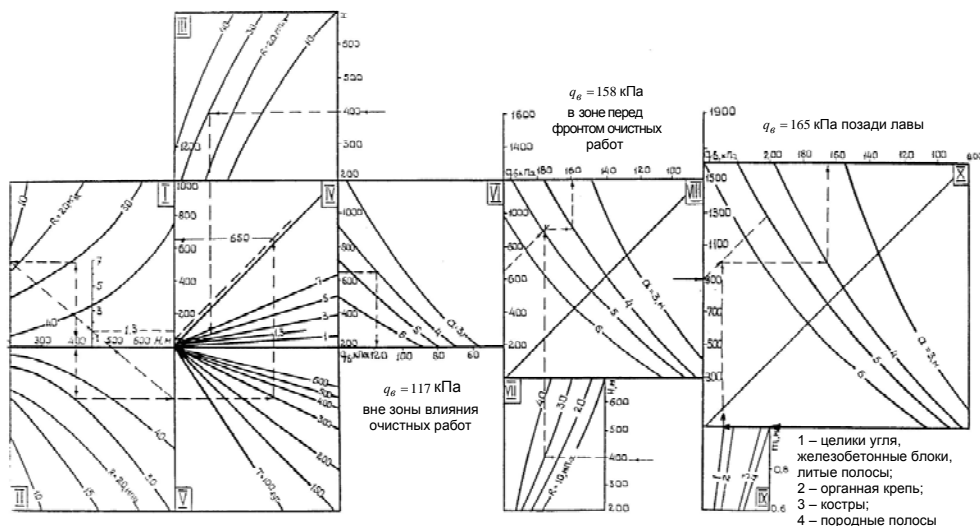


Рис. 8.2. Номограмма для расчета вертикальной нагрузки на рамную крепь выемочной выработки

При определении нагрузки позади лавы рассчитывается суммарная величина смещений. Дополнительные смещения определяются в квадранте IX. Так при мощности пласта $m = 1$ м и способе охраны железобетонными блоками (линия 1) дополнительные смещения составят 110 мм. Предыдущие смещения определяются на левой шкале квадранта VIII и переносятся на правую шкалу квадранта VIII, откуда проводится диагональ в квадранте X, при встрече которой с вертикалью из квадранта IX определяем точку пересечения в квадранте X. Из этой точки проводим горизонталь до пересечения с линией $a = 4$ м, откуда восстанавливается перпендикуляр на горизонтальную шкалу квадранта X и читаем результат $q_e = 165$ кПа.

Таким образом, разработанная обобщенная номограмма позволяет оперативно определить вертикальную нагрузку на крепь, как вне зоны, так и в зоне влияния очистных работ.

8.3. РАСЧЕТ БОКОВОЙ НАГРУЗКИ НА КРЕПЬ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

В большинстве инструкций и руководств по расчету нагрузки на крепь определяется вертикальная нагрузка и нет рекомендаций по определению боковой нагрузки. Поскольку порода вокруг выработки, особенно в зоне влияния очистных работ, находится в нарушенном состоянии, то на наш взгляд, достаточно правомерно применять уравнения статики сыпучей среды, и, в частности, для определения боковой нагрузки на крепь – формулу П.М. Цимбаревича [44]

$$q_{\sigma} = q_e \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}, \quad (8.1)$$

где φ – угол внутреннего трения боковых пород.

Может возникнуть вопрос о правомочности использования для нарушенных пород значений угла внутреннего трения, определяемых для ненарушенных пород, которые и приводятся в справочных данных. Однако по этому поводу имеются исследования [45], которые показывают, что сцепление нарушенных пород резко падает вплоть до нуля, а угол внутреннего трения практически остается постоянным.

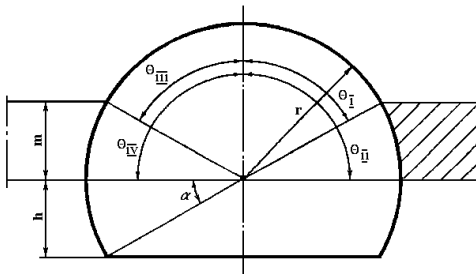


Рис. 8.3. Схема обозначений угловых параметров дискретного изменения нагрузок на крепь

Боковая нагрузка по формуле (8.1) рассчитана для горизонтальной плоскости при $\theta = \frac{\pi}{2}$.

Если при данном угле θ расчет приходится на угольный пласт, то поступаем следующим образом: нагрузка q_{σ} определяется как функция полярного угла (рис. 8.3) исходя из принятого в последующем закона распределений $q(\theta)$ нагрузки на крепь; нагрузка в зоне угольного пласта

$(q_{\sigma})_1$ определяется по формуле (8.1), в которую подставляется угол внутреннего трения угля.

Нагрузка $(q_{\sigma})_2$ определяется так: если охранный элемент примыкает к выработке вплотную (или с небольшим зазором) и не разрушается в процессе работы, то $(q_{\sigma})_2 = 0$. Это положение основывается на следующих соображениях. Во-первых, если охранный элемент не разрушается под действием на него давления P , то соответственно отсутствует и боковая нагрузка на крепь по высоте охранный элемент, равной, примерно, мощности m вынимаемого угольного пласта. Во-вторых, если охранный элемент распо-

ложен почти вплотную к рамной крепи, то объем породы кровли, заполнивший этот зазор (между охранным элементом и наружной поверхностью рамной крепи), невелик и не воспринимает сколь-нибудь существенную вертикальную нагрузку, а, следовательно, не создает усилий бокового распора, т.е. боковой нагрузки $(q_{\sigma})_2$.

Если охранный элемент располагается в глубине выработанного пространства, то объем полости между охранным элементом и наружной поверхностью выработки (в пределах мощности m пласта) заполняется разрушенными породами кровли пласта и под воздействием вертикальной нагрузки q_6 создается боковой распор. При этом боковая нагрузка $(q_{\sigma})_2$ определяется по формуле (8.1) со значением угла φ внутреннего трения для пород кровли пласта.

Если охранный элемент расположен почти вплотную к наружной поверхности крепи, но разрушается в процессе нагружения усилиями P , то также возникают усилия бокового распора разрушенного материала охранный элемента. Тогда боковая нагрузка $(q_{\sigma})_2$ также определяется по формуле (8.1), но при значении угла внутреннего трения для материала охранный элемента.

Боковая нагрузка $(q_{\sigma})_3$ определяется шириной охранный элемента b и величиной нагрузки на него P следующим образом

$$(q_{\sigma})_3 = \frac{P}{b} \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}. \quad (8.2)$$

Нагрузка P на охранный элемент и его ширина b определяются, например, по методике [46]

$$P = \frac{8m_n(a + 2,5)(a + 0,4m_n + 2,5)}{2a - m + 5} + \frac{\gamma_o(10m - m_n)(l_o + 0,4m_n + 4m)}{2a - m + 5}, \quad (8.3)$$

где γ – средневзвешенный объем вышележащих пород;

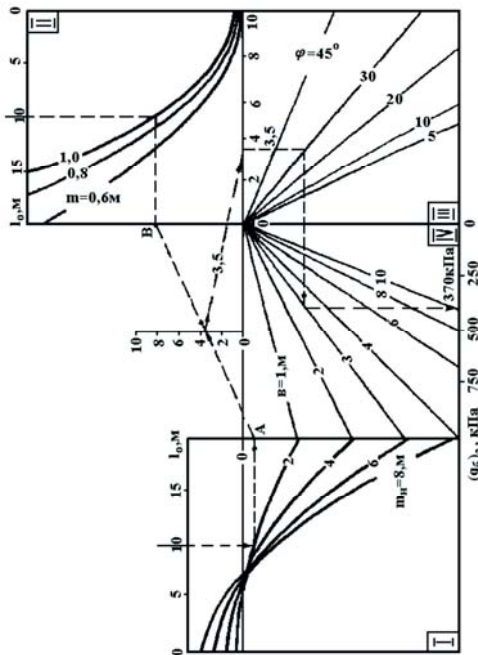


Рис. 8.4. Номограмма для расчета боковой нагрузки на крепь $(q_{\sigma})_3$ от действия охранный элемента

m_n – мощность непосредственной кровли;

a – ширина выработки в проходке;

l_o – шаг обрушения основной кровли (при $m_n \geq 10m$ принимается $l_o = 0$).

$$b = \sqrt{\frac{k_3^2 m P^2}{\sigma_{сж}^2}}, \quad (8.4)$$

где k_3 – коэффициент запаса, равный 1,5 (при ширине полосы свыше 1,5 м, $k_3 = 1,2$);

$\sigma_{сж}$ – прочность материала охранной конструкции при одноосном сжатии.

Для непосредственного и оперативного определения боковой нагрузки $(q_{\delta})_3$ от действия охранного элемента на основе формул (8.2) и (8.3) построена номограмма, приведенная на рис. 8.4. Расчет ведется в соответствии с ходом ключа (пунктирная ломаная линия), пример которого показан для следующих исходных данных: шаг обрушения основной кровли $l_o = 10$ м; мощность непосредственной кровли $m_n = 2$ м; мощность пласта $m = 1$ м; угол внутреннего трения породы $\varphi = 30^\circ$; ширина охранного элемента $b = 3$ м. Расчет $(q_{\delta})_3$ производится таким образом. Из отметки $l_o = 10$ м на вертикальной шкале квадранта I проводим горизонталь до пересечения с линией $m_n = 2$, откуда восстанавливаем перпендикуляр до правой границы квадранта I и получаем точку A . От отметки $l_o = 10$ м на вертикальной шкале квадранта II проводим горизонталь до пересечения с линией $m = 1,0$, откуда опускаем перпендикуляр до левой границы квадранта II и находим точку B . Соединяем точки A и B прямой и в точке ее пересечения с горизонтальной шкалой (между квадрантами I и II) определяем значение промежуточного параметра 3,5. Это значение параметра откладываем на вертикальной шкале квадранта III и проводим горизонталь до пересечения с прямой $\varphi = 30$, откуда опускаем перпендикуляр в квадрант IV до пересечения с прямой $b = 3$. Из точки пересечения в квадранте IV проводим горизонталь до вертикальной шкалы квадранта IV, где и читаем ответ $(q_{\delta})_3 = 370$ кПа. Таким образом, определены все составляющие нагрузки на крепь выработки.

8.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЗАКОНА РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗКИ ПО КОНТУРУ РАМНОЙ КРЕПИ

Традиционная схема [25, 26] нагружения рамной крепи, когда вертикальная нагрузка распределяется равномерно по ширине выработки, а боковая –

равномерно по ее высоте, весьма далека от реальной и страдает большой идеализацией. Поэтому в настоящее время используют для описания схемы нагружения крепи тригонометрические функции [3-9], позволяющие получить плавное изменение нагрузки на крепь и постепенный переход от вертикальной нагрузки к боковой. В работах [3, 9] используется функция нагрузки вида

$$q(\theta) = q_e \cos \theta + q_b \sin \theta, \quad (8.5)$$

которая принята нами за основу. Легко видеть, что такая функция дает симметричное относительно вертикальной оси выработки распределение нагрузки и может быть использована только для случая нагружения крепи вне зоны влияния очистных работ. В зоне влияния очистных работ распределение нагрузки на крепь относительно вертикальной оси выработки становится несимметричным: преобладающая нагрузка (как вертикальная, так и боковая) концентрируется со стороны выработанного пространства. Этот факт учитывается следующим образом: часть нагрузки на крепь, формируемая вне зоны влияния очистных работ q_e и q_b , распределяется симметрично относительно вертикальной оси выработки (рис. 8.5); дополнительная нагрузка Δq_e и Δq_b от влияния очистных работ располагается только со стороны выработанного пространства. При таком подходе получается некое ступенчатое нагружение крепи, которое предлагается сгладить, сохранив преобладающую нагрузку со стороны выработанного пространства по схеме, приведенной на рис. 8.6. В уравнение (8.5) распределения нагрузки введен дополнительный, более высокого порядка член тригонометрического ряда, например,

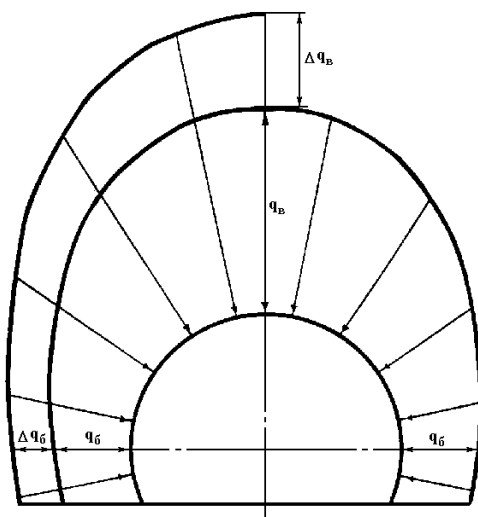


Рис. 8.5. Схема ступенчатого распределения нагрузки на крепь в зоне влияния очистных работ

дополнительная нагрузка Δq_e и Δq_b от влияния очистных работ располагается только со стороны выработанного пространства. При таком подходе получается некое ступенчатое нагружение крепи, которое предлагается сгладить, сохранив преобладающую нагрузку со стороны выработанного пространства по схеме, приведенной на рис. 8.6. В уравнение (8.5) распределения нагрузки введен дополнительный, более высокого порядка член тригонометрического ряда, например,

$$q_1(\theta) = q_e \cos \theta + q_b \sin \theta + k \sin 2(\theta + \psi), \quad (8.6)$$

где k и ψ – произвольные параметры.

Этот дополнительный член сглаживает ступенчатую функцию распределения нагрузки на крепь, вытягивая ее, как это и наблюдается на практике, в сторону выработанного пространства. Произвольные параметры выбираются по двум условиям. Во-первых, суммарная площадь эпюры нагрузки на

участках, где она меньше первоначальной нагрузки S^- , должна быть равна суммарной площади эпюры S^+ на участках, где она выше первоначальной нагрузки (см. рис. 8.6), чтобы общая нагрузка на крепь не изменялась. Во-вторых, максимальная нагрузка на крепь $q_{max} = q_0 + \Delta q_0$ должна быть равна максимальной нагрузке $(q^+)_{max}$ (см. рис. 8.6) в сглаженной эпюре.

Таким образом, для определения неизвестных параметров k и ψ имеются два условия:

$$\left. \begin{aligned} S^+ &= S^-; \\ (q^+)_{max} &= q_0 + \Delta q_0. \end{aligned} \right\} \quad (8.7)$$

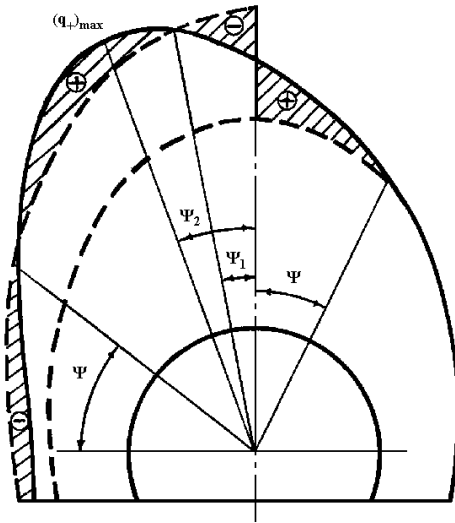


Рис. 8.6. Схема к выводу уравнения сглаженной эпюры распределения нагрузки на крепь в зоне влияния очистных работ

Для вывода уравнения, отражающего первое условие, сглаженная эпюра нагрузки разбита на характерные участки с положительным «+» и отрицательным «-» знаками (см. рис. 8.6).

В общем случае их будет всего четыре:

– два участка с положительным знаком

- 1) от 0° до ψ ;
- 2) от ψ_1 до $\frac{\pi}{2} - \psi$;

– два участка с отрицательным знаком

- 1) от 0° до ψ_1 ;
- 2) от $\frac{\pi}{2} - \psi$ до $\frac{\pi}{2}$.

Тогда площадь эпюры с положительным знаком на втором участке равна

$$(S^+)_1 = \int_0^\psi q_1(\theta) d\theta - \int_0^\psi q(\theta) d\theta = \frac{k}{2} (\cos 2\psi - \cos 4\psi). \quad (8.8)$$

Площадь эпюры с положительным знаком на втором участке определяется с учетом того, что на этом участке

$$\begin{aligned} q(\theta) &= (q_0 + \Delta q_0) \cos \theta + (q_0 + \Delta q_0) \sin \theta; \\ (S^+)_2 &= \frac{\pi - \psi}{2} \int_{\psi_1} q_1(\theta) d\theta - \frac{\pi - \psi}{2} \int_{\psi_1} q(\theta) d\theta = \frac{k}{2} [1 + \cos 2(\psi_1 + \psi)] + \\ &+ \Delta q_0 (\cos \psi - \sin \psi_1) + \Delta q_0 (\cos \psi_1 - \sin \psi). \end{aligned} \quad (8.9)$$

Площадь эпюры с отрицательным знаком на первом участке равна

$$(S-)_1 = \int_0^{\psi_1} q_1(\theta) d\theta - \int_0^{\psi_1} q(\theta) d\theta = \frac{k}{2} [\cos 2\psi - \cos 2(\psi_1 + \psi)] + \Delta q_6 \sin \psi_1 + \Delta q_6 (1 - \cos \psi_1). \quad (8.10)$$

Площадь эпюры с отрицательным знаком на втором участке равна

$$(S-)_2 = \int_{\frac{\pi}{2}-\psi}^{\frac{\pi}{2}} q_1(\theta) d\theta - \int_{\frac{\pi}{2}-\psi}^{\frac{\pi}{2}} q(\theta) d\theta = = -\frac{k}{2} [1 - \sin 2\psi] + \Delta q_6 (1 - \cos \psi) + \Delta q_6 \sin \psi. \quad (8.11)$$

Решая совместно уравнения (8.7)-(8.11), получаем выражение, отражающее первое условие системы (8.7)

$$K \left[1 + \cos 2(\psi_1 + \psi) - \frac{1}{2} \sin 2\psi - \frac{1}{2} \cos 4\psi \right] = \Delta q_6 (1 + 2\sin \psi_1 - 2\cos \psi) + \Delta q_6 (1 + 2\sin \psi - 2\cos \psi_1). \quad (8.12)$$

Второе условие системы (8.7) определяется так: максимальная величина $q_1(\theta) = (q+)_{\max}$ достигается при определенном значении угла ψ_2 (см. рис. 8.6), определяемого из условия

$$\frac{dq_1(\theta)}{d\theta} = -q_6 \sin \theta + q_6 \cos \theta + 2k \cos(\theta + \psi) = 0,$$

которое выполняется при $\theta = \psi_2$. Следовательно, второе условие выражают два уравнения

$$\left. \begin{aligned} q_6 \cos \psi_2 + 2k \cos 2(\psi_2 + \psi) &= q_6 \sin \psi_2; \\ q(\psi_2) &= q_6 + \Delta q_6. \end{aligned} \right\} \quad (8.13)$$

Таким образом, уравнения (8.12) и (8.13) позволяют определить неизвестные параметры K и ψ . Входящий в уравнение (8.12) параметр ψ_1 определяется из условия

$$q_1(\theta) = q(\theta)$$

или

$$K \sin 2(\psi_1 + \psi) = \Delta q_6 \cos \psi_1 + \Delta q_6 \sin \psi_1. \quad (8.14)$$

В итоге, получена полностью определенная система, которая позволяет рассчитать функцию распределения (8.6) нагрузки на крепь в зоне влияния очистных работ.

Следует отметить, что расчет параметров K и ψ путем решения системы уравнений (8.12), (8.13) и (8.14) довольно затруднителен.

Поэтому было проведено численное решение системы этих уравнений для различных значений соотношений $\frac{\Delta q_g}{q_g}$ и $\frac{q_{\bar{b}}}{q_g}$, и результаты расчетов проана-

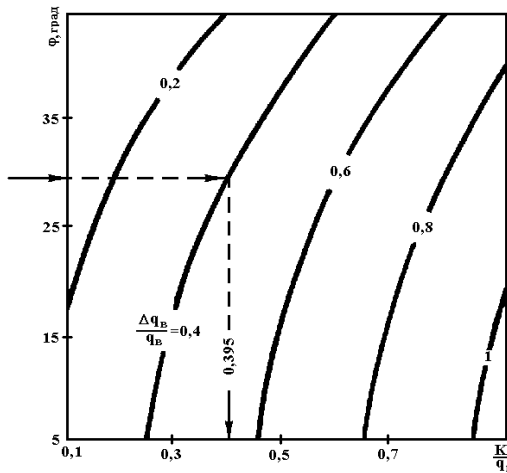


Рис. 8.7. Номограмма для определения параметра $\frac{K}{q_b}$ нагружения рамной крепи

лизированы с помощью методов корреляционно-дисперсионного анализа [47, 48]. В результате установлено, что углы ψ и ψ_2 практически не зависят от отношения $\frac{\Delta q_g}{q_g}$ (влияние не более 3-5%), а зависимость углов ψ и ψ_2 от отношения $\frac{q_{\bar{b}}}{q_g}$ имеет практически линейный характер

$$\left. \begin{aligned} \psi &= 5^\circ + 27^\circ \frac{q_{\bar{b}}}{q_g}; \\ \psi_2 &= 51,5^\circ - 46^\circ \frac{q_{\bar{b}}}{q_g}. \end{aligned} \right\} \quad (8.15)$$

Имея зависимость (8.15), легко посчитать значение параметра K с учетом (8.13) и (8.6) следующим образом

$$K = \frac{q_g \left[1 - \cos \left(51,5^\circ - 46^\circ \frac{q_{\bar{b}}}{q_g} \right) \right] + \Delta q_g \cdot q_{\bar{b}} \sin \left(51,5^\circ - 46^\circ \frac{q_{\bar{b}}}{q_g} \right)}{\sin 2 \left(56,5^\circ - 19^\circ \frac{q_{\bar{b}}}{q_g} \right) - \sin 2 \left(56,5^\circ - 19^\circ \frac{q_{\bar{b}}}{q_g} \right)}. \quad (8.16)$$

Для упрощения расчета параметра K по формуле (8.16) построена номограмма (рис. 8.7). Расчет ведется в соответствии с ходом ключа (пунктирная линия на рис. 8.7) для следующих исходных данных: угол внутреннего трения породы $\varphi = 30^\circ$; отношение $\frac{\Delta q_g}{q_g} = 0,4$, которое определяется по номограмме на рис. 8.2. Так, для приведенного примера в номограмме по рас-

чету вертикальной нагрузки (см. рис. 8.2) определена величина нагрузки вне зоны влияния очистных работ $q_{\epsilon} = 117$ кПа и позади очистного забоя

$(q_{\epsilon})_1 = 165$ кПа. Тогда, $\Delta q_{\epsilon} = (q_{\epsilon})_1 - q_{\epsilon} = 48$ кПа, а отношение $\frac{\Delta q_{\epsilon}}{q_{\epsilon}} = 0,4$. Для

приведенных исходных данных по номограмме (см. рис. 8.7) определяем величину отношения $\frac{K}{q_{\epsilon}} = 0,395$ и сам параметр K , равный

$$K = 0,395 \cdot q_{\epsilon} = 46,2 \text{ кПа.}$$

В ходе численного анализа эпюры нагружения крепи в зоне влияния очистных работ установлено, что степень асимметрии нагрузки зависит от соотношения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ боковой и верти-

кальной составляющих – с увели-

чением отношения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ эпюра на-

грузки становится более симметричной и наоборот. При этом следует иметь ввиду, что увеличение

$\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ соответствует меньшему углу φ

внутреннего трения, т.е. менее крепкой породе.

На рис. 8.8 приведены эпюры распределения нагрузки на крепь в зависимости от соотношения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$

$\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ (при $\frac{\Delta q_{\delta}}{q_{\delta}} = 0,4$), из которых

видно, что с увеличением параметра $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ асимметричность эпюры относи-

тельно вертикальной оси выработки проявляется все в меньшей степени. Максимум эпюры направлен в сторону выработанного пространства. Вели-

чина максимума нагрузки практически не зависит от соотношения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ (при

$\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} = 0$, $q_{max} = 1,5q_{\delta}$, а при $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} = 0,8$, $q_{max} = 1,42q_{\epsilon}$), но имеется явная зависи-

мость угловой координаты ψ_2 расположения максимума q_{max} : при $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} = 0,8$

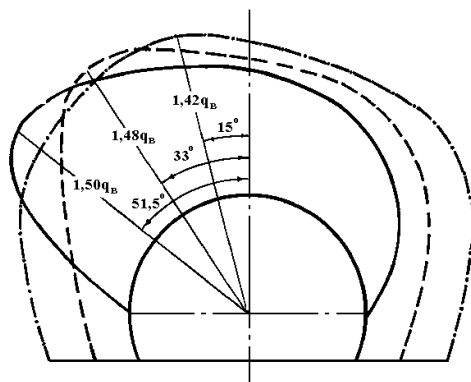


Рис. 8.8. Эпюры распределения

нагрузки в зависимости от соотношения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$

боковой и вертикальной нагрузок:

— $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} = 0$, - - - $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} = 0,4$, - . - . $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} = 0,8$

максимум q_{max} отклоняется от вертикальной оси выработки всего на 15° в сторону выработанного пространства, а при $\frac{q_{\sigma}}{q_{\epsilon}} = 0$ максимум отклоняется уже на $51,5^\circ$ (см. рис. 8.8).

Полученные результаты свидетельствуют о том, что при всех прочих равных условиях прочностные характеристики породы (в, частности, угол внутреннего трения φ , от которого зависит величина $\frac{q_{\sigma}}{q_{\epsilon}}$) оказывают значительное влияние на степень асимметрии эпюры распределения нагрузки в выемочных выработках. Итак, определены все активные нагрузки на крепь со стороны породного массива.

8.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РЕАКТИВНЫХ НАГРУЗОК В ОПОРАХ СТОЕК И ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В РАМНОЙ КРЕПИ

8.5.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РЕАКЦИЙ В ОПОРАХ СТОЕК

Реактивными нагрузками в опорах стоек рамной крепи являются (см. рис. 8.1) вертикальные V_1 и V_2 , а также горизонтальные Q_1 и Q_2 . Вертикальные реакции V_1 и V_2 определяются в следующей последовательности. Сначала по известной эпюре нагружения рамы рассчитывается суммарная вертикальная нагрузка V на раму, которая по условию равновесия должна быть равна $V = V_1 + V_2$ и составляет исходя из расчетной схемы на рис. 8.1.

$$\begin{aligned}
 V = & \frac{q_{\epsilon}}{2} r \left[\theta_I + \theta_{III} + \frac{1}{2} (\sin 2\theta_I + \sin 2\theta_{III}) \right] + \frac{q_{\sigma}}{2} r (\sin^2 \theta_I + \sin^2 \theta_{III}) + \\
 & + rk \left\{ \sin 2\psi \left[\sin \psi + \sin \theta_{III} - \frac{2}{3} (\sin^3 \psi + \sin \theta_{III}) \right] + \right. \\
 & \left. + \frac{2}{3} \cos 2\psi (2 - \cos^3 \psi - \cos^3 \theta_{III}) \right\}. \quad (8.17)
 \end{aligned}$$

Равнодействующая вертикальная нагрузка V приложена несимметрично относительно вертикальной оси выработки (см. рис. 8.1), т.е. с некоторым углом смещения α_1 в сторону выработанного пространства. От величины этого угла смещения α_1 зависит и соотношение вертикальных нагрузок на левую V_2 и правую V_1 опоры стоек. Поэтому для их определения необходи-

мо сначала найти эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузки, т.е. угол α_1 из уравнения

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3} \left[\left(\cos^3 \theta_I - 2 \cos^3 \alpha_1 + \cos^3 \theta_{III} \right) + \frac{q_b}{q_a} \left(2 \sin^3 \alpha_1 - \sin^3 \theta_I - \sin \theta_{III} \right) \right] + \\ & + \frac{k}{q_a} \left[\left(\alpha_1 - \frac{\sin 4 \alpha_1}{4} \right) \cos \psi + \frac{1}{2} \sin^2 2 \alpha_1 \sin \psi - \left(\frac{\theta_I}{2} - \frac{\sin 4 \theta_I}{8} \right) \times \right. \\ & \left. \times \cos \psi - \frac{\sin^2 4 \theta_I}{4} \sin \psi - \left(\frac{\theta_{III}}{2} - \frac{\sin 4 \theta_{III}}{8} \right) \cos \psi - \frac{\sin^2 2 \theta_{III}}{4} \sin \psi \right] = 0. \end{aligned}$$

Далее известными методами строительной механики реакции V_1 и V_2 определяются как

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= V - V_2; \\ V_2 &= V(0,5 + 0,54 \sin \alpha_1) \end{aligned} \right\} \quad (8.18)$$

При $\theta_{III} \geq \frac{\pi}{2} - \psi$ вместо θ_{III} в уравнение (8.17) подставляется $\frac{\pi}{2} - \psi$.

Горизонтальные реакции Q_1 и Q_2 определяются обычно из расчета рамной крепи как один раз статически неопределимой системы [25, 49] известными методами строительной механики. Однако, для условий пучения почвы, когда стойка крепи опирается на перемещающийся в горизонтальном направлении породный слой, расчетная схема крепи отличается тем, что в точках опоры действуют горизонтальные усилия, равные в пределе силам трения пород почвы об опорную плиту стойки. Тогда можно положить, что

$$Q_1' = V_1 f_{mp};$$

$$Q_2' = V_2 f_{mp},$$

где f_{mp} – коэффициент трения опоры стойки о породы почвы выработки.

Общие горизонтальные реакции в опорах стоек рамы с учетом условия равновесия всех горизонтальных составляющих нагрузки равны

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= V_1 f_{mp}; \\ Q_2 &= X + V_1 f_{mp}, \end{aligned} \right\} \quad (8.19)$$

где X – дополнительное горизонтальное усилие, определяемое из условия равновесия суммарных усилий в горизонтальной плоскости

$$X = \sum R_{лев} - \sum R_{прав}.$$

Здесь обозначено $R_{лев}$ и $R_{прав}$ – суммарные горизонтальные усилия на левую и правую полуветви контура рамной крепи

$$\begin{aligned}
 X = & Q_2' - Q_1' + (q_{\sigma})_3 r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) + (q_{\sigma})_2 r (\theta_{IV} - \theta_{III}) - \\
 & - q_{\sigma} r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} + \frac{\theta_I}{2} - \frac{1}{4} \sin 2\theta_I \right) - (q_{\sigma})_1 r (\theta_{II} - \theta_I) + \\
 & + \frac{2}{3} kr \left[\cos 2\psi (\sin^3 \theta_{III} - \sin^3 \psi) + \sin 2\psi (\cos^3 \psi - \cos^3 \theta_{III}) - \right. \\
 & \left. - \sin 2\psi (\cos \psi - \cos \theta_{III}) \right] + \frac{q_{\sigma}}{2} r (\sin^2 \theta_{III} - \sin^2 \theta_I).
 \end{aligned}$$

При $\theta_{III} > \frac{\pi}{2} - \psi$ вместо θ_{III} подставляется значение угла $\frac{\pi}{2} - \psi$.

8.5.2. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ПО КОНТУРУ РАМЫ

Следующим этапом после расчета воздействия активных и реактивных нагрузок на рамную крепь является определение усилий в самой раме, к числу которых обычно относят изгибающий момент, продольные и перерезывающие силы. Установлено [18, 49], что для характерных соотношений размеров поперечного сечения рамы и размеров выработки влияние продольных и перерезывающих сил на напряженное состояние рамной крепи невелико и, как правило, не превышает 1-5%. Поэтому при расчете несущей способности рамных крепей с достаточной для практики точностью за основное внутреннее усилие принимают изгибающий момент, возникающий от действия внешней нагрузки.

Расчет изгибающего момента $M(\theta)$ произведен на основе схем нагружения крепи, представленных на рис. 8.1 и 8.3. Для этого весь контур рамы разбит на ряд характерных участков с соответствующими угловыми координатами (см. рис. 8.3).

Участок $\frac{5}{8} \pi \geq \theta \geq \theta_{II}$:

$$\frac{M}{r} = q_{\sigma} r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta \right) \beta_1 + V_1 \beta_2 + Q_1 \beta_3. \quad (8.20)$$

Участок $\theta_{II} \geq \theta \geq \theta_I$:

$$\frac{M}{r} = q_{\sigma} r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \beta_1 + V_1 \beta_2 + Q_1 \beta_3 + (q_{\sigma})_1 r \beta_4. \quad (8.21)$$

Участок $\theta_I \geq \theta \geq \psi$:

$$\begin{aligned} \frac{M}{r} = & q_{\sigma} r \left[\left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \beta_1 + \frac{1}{2} (\sin \theta_I - \sin \theta) \right] + \\ & + (q_{\sigma})_1 r \beta_5 + q_{\sigma} \frac{r}{2} (\cos \theta - \cos \theta_I) + V_1 \beta_2 + Q_1 \beta_3. \end{aligned} \quad (8.22)$$

Участок $\psi \geq \theta \geq 0$:

$$\begin{aligned} \frac{M}{r} = & q_{\sigma} r \left[\left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \beta_1 + \frac{1}{2} (\sin \theta_I - \sin \theta) \right] + \\ & + (q_{\sigma})_1 r \beta_5 + q_{\sigma} \frac{r}{2} (\cos \theta - \cos \theta_I) + V_1 \beta_2 + Q_1 \beta_3 + \\ & + k \frac{r}{4} \{ [\sin 4\psi - \sin 2(\theta + \psi)] - 2[\cos 4\psi - \cos 2(\theta + \psi)] \}. \end{aligned} \quad (8.23)$$

Участок $\frac{5}{8} \pi \geq \theta \geq \theta_{IV}$:

$$\frac{M}{r} = (q_{\sigma})_3 r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta \right) \beta_1 + V_2 \beta_2 + Q_2 \beta_3. \quad (8.24)$$

Участок $\theta_{IV} \geq \theta \geq \theta_{III}$:

$$\frac{M}{r} = (q_{\sigma})_3 r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \beta_1 + (q_{\sigma})_2 r \beta_6 + V_2 \beta_2 + Q_2 \beta_3. \quad (8.25)$$

Участок $\theta_{III} \geq \theta \geq \psi_2$:

$$\begin{aligned} \frac{M}{r} = & (q_{\sigma})_3 r \left[\left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \beta_1 + \frac{1}{2} (\sin \theta_{III} - \sin \theta) \right] + (q_{\sigma})_2 r \beta_7 + \\ & + q_{\sigma} \frac{r}{2} (\cos \theta - \cos \theta_{III}) + V_2 \beta_2 + k \frac{r}{4} \{ [\sin 2(\theta_{III} + \psi) - \sin 2(\theta + \psi)] - \\ & - 2[\cos 2(\theta_{III} + \psi) - \cos 2(\theta + \psi)] \} + Q_2 \beta_3. \end{aligned} \quad (8.26)$$

Участок $\psi_2 \geq \theta \geq 0$:

$$\frac{M}{r} = (q_{\sigma})_3 r \left[\left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \beta_1 + \frac{1}{2} (\sin \theta_{III} - \sin \theta) \right] + (q_{\sigma})_2 r \beta_7 +$$

$$\begin{aligned}
 &+ q_0 \frac{r}{2} (\cos \theta - \cos \theta_{III}) + V_2 \beta_2 + k \frac{r}{4} \{ [\sin 2(\theta_{III} + \psi) - \sin 2(\theta + \psi)] - \\
 &\quad - 2[\cos 2(\theta_{III} + \psi) - \cos 2(\theta + \psi)] + Q_2 \beta_3 \}. \quad (8.27)
 \end{aligned}$$

В формулах (8.20)-(8.27) введены следующие обозначения:

$$\beta_1 = \cos \theta - \cos \left(\frac{\theta}{2} + \frac{5}{16} \pi \right);$$

$$\beta_2 = \sin \theta - 0,92;$$

$$\beta_3 = 0,38 + \cos \theta;$$

$$\beta_4 = (\theta_{II} - \theta) \left(\cos \theta - \cos \frac{\theta_{II} + \theta}{2} \right);$$

$$\beta_5 = (\theta_{II} - \theta_I) \left(\cos \theta - \cos \frac{\theta_{II} + \theta_I}{2} \right);$$

$$\beta_6 = (\theta_{IV} - \theta) \left(\cos \theta - \cos \frac{\theta_{IV} + \theta}{2} \right);$$

$$\beta_7 = (\theta_{IV} - \theta_{III}) \left(\cos \theta - \cos \frac{\theta_{IV} + \theta_{III}}{2} \right).$$

Формулы (8.20)-(8.27) позволяют определить изгибающий момент M в любой точке контура рамы.

ВЫВОДЫ

1. Для выбора рациональных параметров рамной крепи проведено обоснование ее расчетной схемы: принята незамкнутая цилиндрическая форма рамы, дающая погрешность (по отношению к фактической) не более 10%; разработана схема нагружения крепи, отражающая все основные установленные особенности проявлений горного давления в выемочных выработках в зоне влияния очистных работ.

2. Разработан оперативный инженерный метод определения всех составляющих нагрузки на крепь горной выработки на основе существующих нормативных документов. Причем созданная номограмма для определения вертикальной нагрузки позволяет оперативно определить этот параметр одновременно для трех случаев работы крепи: вне зоны влияния очистных работ, впереди и позади очистного забоя.

3. Установлено, что в зоне влияния очистных работ степень асимметрии нагрузки на крепь зависит от соотношения $\frac{q_b}{q_e}$ боковой и вертикальной составляющих – с увеличением отношения $\frac{q_b}{q_e}$ эпюра нагрузки становится более симметричной и наоборот. То есть, учитывая, что увеличение отношения $\frac{q_b}{q_e}$ соответствует менее крепкой породе, сделан вывод о существенном влиянии крепости породы не только на величину нагрузки, но и на характер ее распределения по контуру рамы.

9. РАСЧЕТ МАКСИМУМОВ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ

Проведенные ранее исследования позволили определить все компоненты нагрузок на рамную крепь в зависимости от горно-геологических и горно-технических условий сооружения выработки и по этим нагрузкам определить тип спецпрофиля и рассчитать шаг установки крепи. Однако, созданный метод расчета получился достаточно громоздким, т.е. требует большого объема вычислений, построения для каждого конкретного случая эпюры распределения по контуру рамы изгибающего момента с нахождением его максимума. С другой стороны большое количество уравнений трудно поддаются анализу с точки зрения установления степени влияния компонент нагружения и геометрических параметров системы «рамная крепь – охранный элемент» на несущую способность рамно-анкерной крепи. Кроме того, сложно проследить степень влияния анкеров на несущую способность рамы и дать общие рекомендации (в зависимости от горно-геологических и горнотехнических условий работы крепи) по выбору рациональных параметров установки анкеров, т.е. тех параметров, при которых рамно-анкерная крепь имеет максимальную несущую способность и обеспечивает повышенную устойчивость выработки.

Поэтому, указанный перечень вопросов породил необходимость проведения комплекса исследований по анализу формирования несущей способности рамной крепи, параметров установки анкеров от компонент нагружения для разработки инженерного метода расчета рациональных параметров рамно-анкерной крепи в условиях влияния очистных работ.

9.1. ПРИНЦИП СНИЖЕНИЯ МАКСИМУМОВ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ

Известно, что несущая способность различных конструкций незамкнутых крепей существенно зависит от характера распределения по ее контуру нагрузок со стороны породного массива. Так, при одной и той же суммарной нагрузке на крепь, но при различных функциях ее распределения по контуру несущая способность крепи может изменяться в несколько раз. На практике исключения влияния неблагоприятного характера распределения нагрузки на крепь добиваются путем установки дополнительных усиливающих крепь элементов, например, при высоких вертикальных нагрузках пробивают стойки [25], дающие верхнюю дополнительную точку опоры, устанавливают напругающие стяжки [50] и т.п., или при высоких боковых нагрузках и нередко при пучении почвы устанавливают в боках крепи анкера, ограничивающие смещение стоек рамы внутрь выработки [27, 51]. Эти мероприятия способствуют повышению несущей способности крепи, однако достижение максимального эффекта возможно только путем определения зависимостей связи

параметров крепи усиления с горно-геологическими условиями установки рамной крепи и разработки на этой основе метода расчета ее параметров, критерием рациональности которых является достижение максимальной в данных условиях несущей способности крепи.

В связи с этим в основу метода повышения несущей способности крепи положено условие минимизации интенсивности поля напряжений в ее материале путем введения различных по конструктивному исполнению элементов, воздействие которых на раму сглаживает имеющиеся концентрации напряжений и более равномерно загружает ее материал по контуру.

Напряженное состояние рамной крепи в первую очередь определяется действием изгибающего момента, поскольку для типовых сечений выработок и соответствующих им размеров крепей влияние остальных видов нагрузки (нормальной и перерезывающей сил) на напряженное состояние не превышает, как правило, 2-3%. Поэтому с достаточной для практических целей степенью точности минимизация интенсивности напряженного состояния крепи сводится к минимизации максимумов изгибающего момента.

Принцип минимизации максимумов изгибающего момента (рис. 9.1) заключается в том, что максимумы разных знаков имеют противоположные зависимости от параметров элементов усиления крепи, к которым в данном случае относится требуемая реакция Q_i и координата y_i точки воздействия этой реакции на крепь. То есть, если максимумы с одним знаком (например, положительным) возрастают по абсолютной величине при изменении параметров Q_i и y_i , то максимумы с противоположным знаком (отрицательным) уменьшаются по абсолютной величине при том же изменении параметров Q_i и y_i . Такая ситуация предопределяет существование минимального значения максимумов изгибающего момента для каждого конкретного условия нагружения крепи, которое имеет место при равенстве друг другу по абсолютной величине максимумов изгибающего момента во всех возможных точках их появления. Полученные при этом значения параметров Q_i и y_i элементов усиления

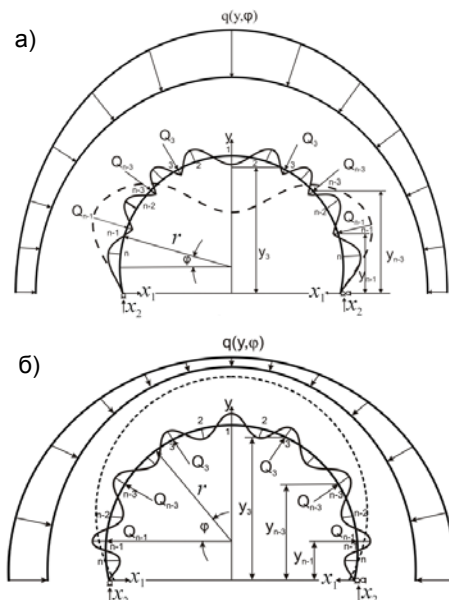


Рис. 9.1. Принцип минимизации максимумов изгибающего момента в рамно-анкерной крепи при преобладающих вертикальных (а) и боковых (б) нагрузках

будут оптимальными.

На рис. 9.1 показана принципиальная схема минимизации максимумов изгибающего момента при произвольном числе элементов усиления крепи (анкеров). Изменение эпюры распределения изгибающего момента (пунктирной линией показана эпюра без элементов усиления крепи) производим, начиная от опоры стойки рамы.

Сначала в точке n возникает максимум от активных $q(y, \varphi)$ и реактивных x_1, x_2 нагрузок на крепь (см. рис. 9.1). По мере роста вертикальной координаты крепи происходит изменение знака изгибающего момента и его увеличение по абсолютной величине. В определенной точке по контуру крепи вводится дополнительная реакция, предотвращающая дальнейший рост изгибающего момента и создающая его максимум в точке $n-1$. Эпюра изгибающего момента меняет знак, при этом параметры дополнительной реакции должны быть такими, чтобы активные силы по мере увеличения вертикальной координаты преодолели эту дополнительную реакцию и снова эпюра изгибающего момента поменяла знак, а максимумы в точках $n, n-1$ и $n-2$ были бы равны по абсолютной величине. Аналогично протекает минимизация максимумов изгибающего момента по всему контуру крепи.

Таким образом, критерий минимизации сводится к условию: максимумы изгибающего момента равны между собой по абсолютной величине и, согласно рис. 9.1, для оптимизации параметров элементов усиления крепи можно составить следующую систему уравнений

$$\left. \begin{array}{l} M_n + M_{n-1} = 0; \\ M_n - M_{n-2} = 0; \\ \dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots \\ M_n + M_1 = 0 \end{array} \right\}$$

или

$$M_n - (-1)^i M_{n-i} = 0,$$

где $i = 1, 2, 3, \dots, n-2$, $n-1$ – номер точки возникновения максимума изгибающего момента.

Как правило, для характерных эпюр изгибающего момента (см. рис. 9.1) искомым значений параметров элементов усиления крепи Q_i и y_i , а также ее реакции x_1 в опоре стойки будет на один меньше, чем число максимумов изгибающего момента, т.е. $n-1$. С другой стороны, число уравнений в системе также составляет $n-1$. Поскольку число искомым параметров и число уравнений для их определения совпадает, то система определена.

Минимизация уровня напряженного состояния рамной крепи протекает в

такой последовательности. Выбирается конкретное конструктивное исполнение элементов усиления крепи с учетом особенностей проявления горного давления. Например, при преобладающей вертикальной нагрузке на рамную крепь целесообразно устанавливать натягающие стяжки [52]. При пучении почвы выработки, преобладающих боковых нагрузках и т.п. применяются анкеры с жесткой [3] или податливой [4] связью с рамами.

Используя технико-экономическую оценку и интенсивность проявления горного давления, устанавливают наиболее целесообразное количество элементов усиления. Затем составляют расчетную схему крепи (с элементами усиления), руководствуясь которой выводят аналитические выражения для изгибающего момента во всех возможных точках появления его максимума. Этими точками, как правило, являются замок и пята свода, точки приложения реакций элементов усиления и произвольные точки (по одной) между соседними точками приложения реакций элементов усиления, или между точкой приложения реакции и опорной стойки (замком или пятой свода) крепи. Определив выражения по расчету максимумов M_i изгибающего момента, составляем систему уравнений, решение которой определяет оптимальные значения параметров элементов усиления крепи, резко повышающих ее несущую способность.

Предварительный расчет несущей способности рамной крепи в условиях высоких боковых нагрузок показывает ее существенное снижение (рис. 9.2, а), и, например, при $\beta = 2$ составляет порядка 24%. В то же время при установке, например, по одному анкеру на каждой стойке рамы при $\beta = 1,5$ максимумы изгибающего момента по контуру рамы уменьшаются до 36% по сравнению с отсутствием анкеров, а при установке по

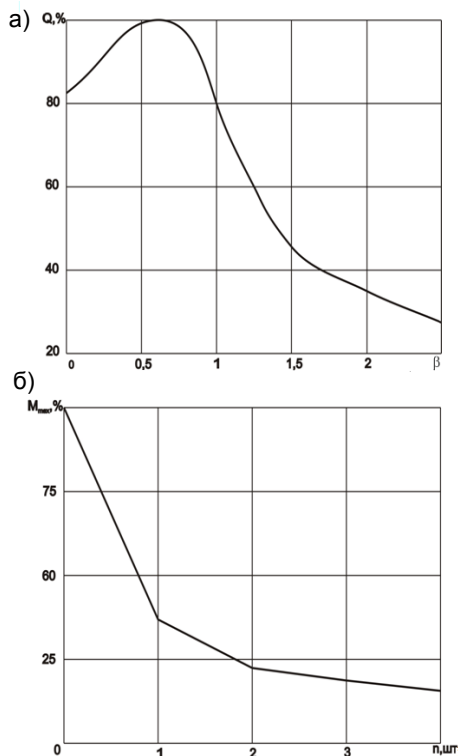


Рис. 9.2. Зависимости уменьшения несущей способности (а) незамкнутой рамной крепи от параметра β соотношения боковой и вертикальной нагрузок, а также уменьшения максимального изгибающего момента (б) от числа анкеров, установленных в каждой боковой стенке выработки и соединенных со стойками рамы податливыми механическими связями

высоте каждой стойки рамы двух или трех анкеров максимумы изгибающего момента уменьшаются, соответственно, до 22,5 и 17% (см. рис. 9.2, б). Эти расчеты выполнены для рамной крепи с радиусом свода верхняка $r = 2,32$ м и длиной прямолинейной части стойки $h = 0,9$ м. С практической точки зрения в условиях существенного нагружения рамы боковыми нагрузками (например, в выемочных выработках) целесообразно устанавливать не более двух анкеров по высоте стоек рамы. В этой связи к исследованию и разработке метода расчета рациональных параметров рамно-анкерной крепи принята следующая разновидность ее конструкции – по высоте каждой стойки рамы устанавливаются по два анкера.

9.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МАКСИМУМОВ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ ВЫЕМОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

По изложенному принципу снижения максимумов изгибающего момента составляется следующая система уравнений для определения рациональных параметров $N_1, N_2, N_3, N_4, \theta_{N_1}, \theta_{N_2}, \theta_{N_3}$ и θ_{N_4} установки анкеров на раме

$$\left. \begin{aligned} M_1 + M_2 &= 0; \\ M_1 - M_3 &= 0; \\ M_1 + M_4 &= 0; \\ M_1 - M_5 &= 0; \\ M_1 + M_6 &= 0; \\ M_1 - M_7 &= 0; \\ M_1 + M_8 &= 0; \\ M_1 - M_9 &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (9.1)$$

где M_1, \dots, M_9 – максимумы изгибающего момента в точках 1, ..., 9 (рис. 9.3).

Система (9.1) из восьми уравнений позволяет однозначно определить восемь неизвестных рациональных параметров N_j и θ_{N_j} установки анкеров.

Согласно расчетных схем, приведенных на рис. 8.1 и 8.6, определены значения максимумов M_1, \dots, M_9 изгибающего момента в рамной крепи.

Максимум M_1 изгибающего момента рассчитывается так. Сначала определяем угловую координату θ_1 появления максимума M по стандартному условию, что первая производная изгибающего момента M по угловой координате θ равна нулю, т.е.

$$\frac{dM}{d\theta} = 0. \quad (9.2)$$

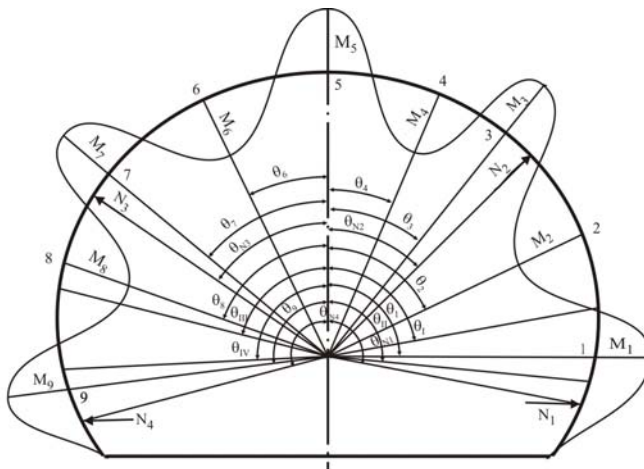


Рис. 9.3. Схема к определению максимумов изгибающего момента в рамной крепи при установке на раме по два анкера с каждой стороны выработки

Подставляя в условие (9.2) значение M из формул (8.21) и (8.22) получим при $\theta_1 \geq \theta_{II}$

$$V_1 \cos \theta_1 + (N_1 - Q_1) \sin \theta_1 = q_\sigma r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_1 \right) \left[\sin \theta_1 - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_1}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \right. \\ \left. + \cos \theta_1 - \cos \left(\frac{\theta_1}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right\}; \quad (9.3)$$

при $\theta_1 \leq \theta_{II}$

$$V_1 \cos \theta_1 + (N_1 - Q_1) \sin \theta_1 = q_\sigma r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_1 \right) \left[\sin \theta_1 - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_1}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \right. \\ \left. + (q_\sigma)_1 r \left\{ (\theta_{II} - \theta_1) \left[\sin \theta_1 - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_1}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \right. \right. \\ \left. \left. + \cos \theta_1 - \cos \left(\frac{\theta_1}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right\} \right\}. \quad (9.4)$$

Соответственно максимум M_1 изгибающего момента равен:

при $\theta_1 \geq \theta_{II}$

$$\frac{M_1}{r} = q_6 r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_1 \right) \left[\cos \theta_1 - \cos \left(\frac{\theta_1}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + V_1 (\sin \theta_1 - 0,92) + Q_1 (0,38 + \cos \theta_1) - N_1 (\cos \theta_1 - \cos \theta_{N_1}); \quad (9.5)$$

при $\theta_1 \leq \theta_{II}$

$$\begin{aligned} \frac{M_1}{r} = q_6 r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \left[\cos \theta_1 - \cos \left(\frac{\theta_1}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + (q_6)_1 r (\theta_{II} - \theta_1) \times \\ \times \left(\cos \theta_1 - \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} \right) + V_1 (\sin \theta_1 - 0,92) + Q_1 (0,38 + \cos \theta_1) - \\ - N_1 (\cos \theta_1 - \cos \theta_{N_1}). \end{aligned} \quad (9.6)$$

Максимум M_2 изгибающего момента находится в точке 2, угловая координата θ_2 которой определяется по формуле

$$\begin{aligned} V_1 \cos \theta_2 + (N_1 - Q_1) \sin \theta_2 = q_6 r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \left[\sin \theta_2 - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_2}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] - \right. \\ \left. - \frac{1}{2} \cos \theta_2 \right\} + (q_6)_1 r (\theta_{II} - \theta_1) \sin \theta_2 + q_6 \frac{r}{2} \sin \theta_2. \end{aligned} \quad (9.7)$$

Максимум M_2 равен

$$\begin{aligned} \frac{M_2}{r} = q_6 r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \left[\cos \theta_2 - \cos \left(\frac{\theta_2}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \frac{1}{2} (\sin \theta_1 - \sin \theta_2) \right\} + \\ + (q_6)_1 r (\theta_{II} - \theta_1) \left(\cos \theta_2 - \cos \frac{\theta_{II} + \theta_1}{2} \right) + q_6 \frac{r}{2} (\cos \theta_2 - \cos \theta_1) + \\ + V_1 (\sin \theta_2 - 0,92) + Q_1 (0,38 + \cos \theta_2) - N_1 (\cos \theta_2 - \cos \theta_{N_1}). \end{aligned} \quad (9.8)$$

Координата θ_3 максимума M_3 изгибающего момента определяется из уравнений:

при $\theta_3 \geq \psi$

$$\begin{aligned} V_1 \cos \theta_3 + (N_1 - Q_1) \sin \theta_3 + N_2 \cos (\theta_{N_2} - \theta_3) = q_6 r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \left[\sin \theta_3 - \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_3}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] - \frac{1}{2} \cos \theta_3 \right\} + (q_6)_1 r (\theta_{II} - \theta_1) \sin \theta_3 + q_6 \frac{r}{2} \sin \theta_3; \end{aligned} \quad (9.9)$$

при $\theta_3 \leq \psi$

$$\begin{aligned}
 V_1 \cos \theta_3 + (N_1 - Q_1) \sin \theta_3 + N_2 (\theta_{N_2} - \theta_3) = q_{\delta} r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \left[\sin \theta_3 - \right. \right. \\
 \left. \left. - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_3}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] - \frac{1}{2} \cos \theta_3 \right\} + (q_{\delta})_1 r (\theta_{II} - \theta_I) \sin \theta_3 + q_e \frac{r}{2} \sin \theta_3 + \\
 + K \frac{r}{2} [\cos 2(\theta_3 + \psi) - 2 \sin 2(\theta_3 + \psi)].
 \end{aligned} \tag{9.10}$$

Максимум M_3 равен

при $\theta_3 \geq \psi$

$$\begin{aligned}
 \frac{M_3}{r} = q_{\delta} r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \left[\cos \theta_3 - \cos \left(\frac{\theta_3}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \frac{1}{2} (\sin \theta_I - \sin \theta_3) \right\} + \\
 + (q_{\delta})_1 r (\theta_{II} - \theta_I) \left(\cos \theta_3 - \cos \frac{\theta_{II} + \theta_I}{2} \right) + q_e \frac{r}{2} (\cos \theta_3 - \cos \theta_I) + \\
 + V_1 (\sin \theta_3 - 0,92) + Q_1 (0,38 + \cos \theta_3) - N_1 (\cos \theta_3 - \cos \theta_{N_1}) - \\
 - N_2 \sin (\theta_{N_2} - \theta_3);
 \end{aligned} \tag{9.11}$$

при $\theta_3 \leq \psi$

$$\begin{aligned}
 \frac{M_3}{r} = q_{\delta} r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \left[\cos \theta_3 - \cos \left(\frac{\theta_3}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \frac{1}{2} (\sin \theta_I - \sin \theta_3) \right\} + \\
 + (q_{\delta})_1 r (\theta_{II} - \theta_I) \left(\cos \theta_3 - \cos \frac{\theta_{II} + \theta_I}{2} \right) + q_e \frac{r}{2} (\cos \theta_3 - \cos \theta_I) + \\
 + V_1 (\sin \theta_3 - 0,92) + Q_1 (0,38 + \cos \theta_3) - N_1 (\cos \theta_3 - \cos \theta_{N_1}) - \\
 - N_2 \sin (\theta_{N_2} - \theta_3);
 \end{aligned} \tag{9.11}$$

при $\theta_3 \leq \psi$

$$\begin{aligned}
 \frac{M_3}{r} = q_{\delta} r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) \left[\cos \theta_3 - \cos \left(\frac{\theta_3}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \frac{1}{2} (\sin \theta_I - \sin \theta_3) \right\} + \\
 + (q_{\delta})_1 r (\theta_{II} - \theta_I) \left(\cos \theta_3 - \cos \frac{\theta_{II} + \theta_I}{2} \right) + q_e \frac{r}{2} (\cos \theta_3 - \cos \theta_I) +
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &+ K \frac{r}{4} \{ [\sin 4\psi - \sin 2(\theta_3 + \psi)] - 2[\cos 4\psi - \cos 2(\theta_3 + \psi)] \} + \\
 &+ V_1 (\sin \theta_3 - 0,92) + Q_1 (0,38 + \cos \theta_3) - N_1 (\cos \theta_3 - \cos \theta_{N_1}) - \\
 &\quad - N_2 \sin(\theta_{N_2} - \theta_3). \tag{9.12}
 \end{aligned}$$

Координата θ_4 максимума M_4 изгибающего момента определяется по уравнению (9.10), а сам максимум M_4 – по формуле (9.12), в которых вместо угла θ_3 подставляется угол θ_4 .

Максимум M_5 изгибающего момента находится в замке свода, т.е. $\theta_5 = 0$. Тогда величина максимума M_5 определяется по формуле

$$\begin{aligned}
 \frac{M_5}{r} = & q_{\delta} r \left[0,44 \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{II} \right) + \frac{1}{2} \sin \theta_I \right] + (q_{\delta})_1 r (\theta_{II} - \theta_I) \left(1 - \cos \frac{\theta_{II} + \theta_I}{2} \right) + \\
 & + q_{\epsilon} \frac{r}{2} (1 - \cos \theta_I) + K \frac{r}{4} [\sin 4\psi - \sin 2\psi - 2(\cos 4\psi - \cos 2\psi)] - \\
 & - 0,92V_1 + 1,38Q_1 - N_1 (1 - \cos \theta_{N_1}) - N_2 \sin \theta_{N_2}. \tag{9.13}
 \end{aligned}$$

Координата θ_6 максимума M_6 изгибающего момента определяется из уравнения

$$\begin{aligned}
 V_2 \cos \theta_6 + (N_2 - Q_2) \sin \theta_6 + N_2 \cos(\theta_{N_3} - \theta_6) = & (q_{\delta})_3 r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \times \right. \\
 \times \left[\sin \theta_6 - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_6}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] - \frac{1}{2} \cos \theta_6 \Big\} + & (q_{\delta})_2 r (\theta_{IV} - \theta_{III}) \sin \theta_6 + \\
 + q_{\epsilon} \frac{r}{2} \sin \theta_6 + K \frac{r}{2} [\cos 2(\theta_6 + \psi) - 2 \sin 2(\theta_6 + \psi)]. \tag{9.14}
 \end{aligned}$$

Максимум M_6 равен

$$\begin{aligned}
 \frac{M_6}{r} = & (q_{\delta})_3 r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \left[\cos \theta_6 - \cos \left(\frac{\theta_6}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \frac{1}{2} (\sin \theta_{III} - \sin \theta_6) \right\} + \\
 & + (q_{\delta})_2 r (\theta_{IV} - \theta_{III}) \left(\cos \theta_6 - \cos \frac{\theta_{IV} + \theta_{III}}{2} \right) + q_{\epsilon} \frac{r}{2} (\cos \theta_6 - \cos \theta_{III}) + \\
 & + K \frac{r}{4} \{ [\sin 2(\theta_{III} + \psi) - \sin 2(\theta_6 + \psi)] - 2[\cos 2(\theta_{III} + \psi) - \cos 2(\theta_6 + \psi)] \} +
 \end{aligned}$$

$$+ V_2(\sin \theta_6 - 0,92) + Q_1(0,38 + \cos \theta_6) - N_4(\cos \theta_6 - \cos \theta_{N_4}) - N_3(\cos \theta_{N_3} - \cos \theta_6). \quad (9.15)$$

Координата θ_7 максимума M_7 изгибающего момента определяется по уравнению (9.14), а значение максимума M_7 – по формуле (9.15), в которых вместо угла θ_6 подставляется угол θ_7 .

Угловая координата θ_8 максимума M_8 изгибающего момента определяется из уравнения

$$V_2 \cos \theta_8 + (N_3 - Q_2) \sin \theta_8 = (q_6)_3 r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \left[\sin \theta_8 - \frac{1}{2} \sin \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \left(\frac{\theta_8}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] - \frac{1}{2} \cos \theta_8 \right\} + (q_6)_2 r (\theta_{IV} - \theta_{III}) \sin \theta_8 + q_6 \frac{r}{2} \sin \theta_8 + \\ + K \frac{r}{2} [\cos 2(\theta_8 + \psi) - 2 \sin 2(\theta_8 + \psi)]. \quad (9.16)$$

Максимум M_8 равен

$$\frac{M_8}{r} = (q_6)_3 r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \left[\cos \theta_8 - \cos \left(\frac{\theta_8}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) + \frac{1}{2} (\sin \theta_{III} - \sin \theta_8) \right] \right\} + \\ + (q_6)_2 r (\theta_{IV} - \theta_{III}) \left(\cos \theta_8 - \cos \frac{\theta_{IV} + \theta_{III}}{2} \right) + q_6 \frac{r}{2} (\cos \theta_8 - \cos \theta_{III}) + \\ + K \frac{r}{4} \{ [\sin 2(\theta_{III} + \psi) - \sin 2(\theta_8 + \psi)] - 2 [\cos 2(\theta_{III} + \psi) - \cos 2(\theta_8 + \psi)] \} + \\ + V_2(\sin \theta_8 - 0,92) + Q_2(0,38 + \cos \theta_8) - N_4(\cos \theta_8 - \cos \theta_{N_4}). \quad (9.17)$$

Угловая координата θ_9 максимума M_9 изгибающего момента определяется из следующих уравнений:

при $\theta_9 \geq \theta_{IV}$

$$V_2 \cos \theta_9 + (N_4 - Q_2) \sin \theta_9 = (q_6)_3 \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_9 \right) \left[\sin \theta_9 - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_9}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \right. \\ \left. + \cos \theta_9 - \cos \left(\frac{\theta_9}{2} + \frac{5}{16} \right) \right\}; \quad (9.18)$$

при $\theta_9 \leq \theta_{IV}$

$$\begin{aligned}
 V_2 \cos \theta_9 + (N_4 - Q_2) \sin \theta_9 = (q_{\sigma})_3 r \left\{ \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \times \right. \\
 \times \left[\sin \theta_9 - \frac{1}{2} \sin \left(\frac{\theta_9}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + (q_{\sigma})_2 r \left\{ (\theta_{IV} - \theta_9) \left[\sin \theta_9 - \frac{1}{2} \sin \times \right. \right. \\
 \left. \left. \times \left(\frac{\theta_9}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + \cos \theta_9 - \cos \left(\frac{\theta_9}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right\}. \quad (9.19)
 \end{aligned}$$

Соответствующий максимум M_9 изгибающего момента равен:

при $\theta_9 \geq \theta_{IV}$

$$\begin{aligned}
 \frac{M_9}{r} = (q_{\sigma})_3 r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_9 \right) \left[\cos \theta_9 - \cos \left(\frac{\theta_9}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + V_2 (\sin \theta_9 - 0,92) + \\
 + Q_2 (0,38 + \cos \theta_9) - N_4 (\cos \theta_9 - \cos \theta_{N_4}); \quad (9.20)
 \end{aligned}$$

при $\theta_9 \leq \theta_{IV}$

$$\begin{aligned}
 \frac{M_9}{r} = (q_{\sigma})_3 r \left(\frac{5}{8} \pi - \theta_{IV} \right) \left[\cos \theta_9 - \cos \left(\frac{\theta_9}{2} + \frac{5}{16} \pi \right) \right] + (q_{\sigma})_2 r (\theta_{IV} - \theta_9) \times \\
 \times \left(\cos \theta_9 - \cos \frac{\theta_9 + \theta_{IV}}{2} \right) + V_2 (\sin \theta_9 - 0,92) + Q_2 (0,38 + \cos \theta_9) - \\
 - N_4 (\cos \theta_9 - \cos \theta_{N_4}). \quad (9.21)
 \end{aligned}$$

Получив выражение для расчета всех девяти максимумов изгибающего момента и подставив их в систему (9.1), можно путем ее решения определить рациональные параметры N_i и θ_{N_i} установки анкеров, при которых рамно-анкерная крепь будет иметь максимальную несущую способность.

ВЫВОДЫ

1. Определены максимумы M_i изгибающего момента в рамной крепи и координаты θ_i их появления для наиболее эффективной конструктивной схемы рамно-анкерной крепи выемочных выработок – установка на раме по два анкера в каждом боку выработки.

2. Для данной конструктивной схемы рамно-анкерной крепи составлены критерии в виде систем уравнений, решение которых позволяет определить рациональные параметры N_j и θ_{N_j} установки анкеров.

3. Рациональные параметры N_j и θ_{N_j} позволяют достичь в конкретных горно-геологических условиях максимальной несущей способности рамно-анкерной крепи, что позволяет, например, увеличить шаг установки крепи и уменьшить, тем самым, металлоемкость крепления выемочной выработки.

10. АНАЛИЗ ЗАВИСИМОСТЕЙ МАКСИМУМОВ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ОТ ПАРАМЕТРОВ НАГРУЖЕНИЯ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ И УСТАНОВКИ АНКЕРОВ

Полученные уравнения для расчета максимумов изгибающего момента в рамной крепи достаточно громоздки сами по себе. Кроме того, в эти уравнения входит целый ряд параметров (таких, как $V_1, V_2, Q_1, Q_2, K, \Psi, \theta_1, \dots, \theta_9$), которые рассчитываются также по сложным выражениям и для их определения необходимо решать систему нескольких уравнений. Причем уравнения являются в большинстве своем трансцендентными и в явном виде не решаются. Поэтому необходим анализ зависимостей максимумов изгибающего момента от параметров нагружения крепи ($\frac{q_6}{q_8}, \frac{(q_6)_1}{q_6}, \frac{(q_6)_3}{q_6}, \frac{N_1}{q_6}, \frac{N_2}{q_6}, \frac{N_3}{q_6}, \frac{N_4}{q_6}, \theta_{N1}, \theta_{N2}, \theta_{N3}, \theta_{N4}$) с использованием численных методов решения трансцендентных уравнений. Результаты численного анализа являются основой для определения в дальнейшем рациональных параметров податливых анкеров по сформулированным критериям (9.1).

10.1. АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ НА МАКСИМУМЫ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РАМЕ СООТНОШЕНИЙ БОКОВЫХ НАГРУЗОК К ВЕРТИКАЛЬНОЙ

На рис. 10.1 приведены графики изменения максимумов M_1, \dots, M_9 изгибающего момента в зависимости от соотношения $\frac{q_6}{q_8}$ боковой нагрузки к вертикальной. По контуру рамной крепи возникает пять максимумов (M_1, M_3, M_5, M_7 и M_9) с положительным знаком и четыре максимума (M_2, M_4, M_6 и M_8) с отрицательным знаком. Положительные максимумы имеют общую тенденцию возрастания с увеличением отношения $\frac{q_6}{q_8}$. Интенсивность возрастания максимумов M_3, M_5 и M_7 с увеличением $\frac{q_6}{q_8}$ снижается (кривые выполаживаются), а максимума M_1 – увеличивается, особенно при

$\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} > 0,5$. Максимумы M_3 , M_5 и M_7 оказались больше максимума M_1 прак-

тически на всем интервале изменения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$, что объясняется большим влия-

нием боковой нагрузки за счет большого участка ее действия по контуру ра-

мы для максимумов M_3 , M_5 и M_7 .

Максимум M_9 практически не зави-

сит от соотношения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ – в интер-

вале изменения величины $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ от 0 до 0,8 максимум M_9 возрастает всего на 9%. Это объясняется тем, что максимум M_9 располагается у опоры стойки рамы со стороны выработанного пространства, где главными нагрузками являются: боковая $(q_{\delta})_3$ от действия охранного элемента, горизонтальная реакция Q_2 в опоре стойки и реакция N_4 нижнего анкера.

Отрицательные максимумы M_2 , M_4 , M_6 и M_8 имеют иной характер зависимости от соотношения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ –

наибольшее их значение (по абсолютной величине) имеет место при $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} = 0$. По мере увеличения параметра

$\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ максимумы M_2 , M_4 , M_6 и M_8 уменьшаются по абсолютной величине и

на участке $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}} = 0,6 - 0,8$ меняют знак (M_2 , M_4 , M_6) с отрицательного на положительный.

Наибольшую величину имеет максимум M_4 (на большей части интервала изменения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$), так как он располагается ближе к замку свода и зависит от большого участка контура рамной крепи, на котором распределена

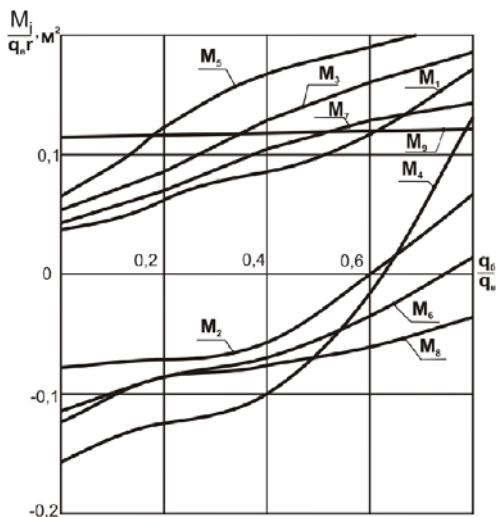


Рис. 10.1. Зависимость максимумов $\frac{M_i}{q_{\epsilon} r}$ ($i = 1, \dots, 9$) изгибающего момента от соотношения $\frac{q_{\delta}}{q_{\epsilon}}$ боковой нагрузки к вертикальной

боковая нагрузка q_{σ} .

На рис. 10.2 приведены зависимости максимумов изгибающего момента $\frac{M_i}{q_{\sigma} r}$ ($i=1, \dots, 5$) от соотношения $\frac{(q_{\sigma})_1}{q_{\sigma}}$ боковой нагрузки $(q_{\sigma})_1$ к вертикальной q_{σ} . Напомним, что боковая нагрузка $(q_{\sigma})_1$ возникает со стороны угольного

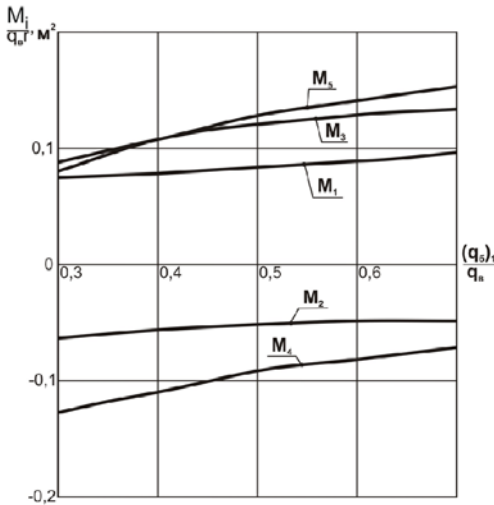


Рис. 10.2. Зависимость максимумов изгибающего момента от соотношения $\frac{(q_{\sigma})_1}{q_{\sigma}}$ боковой нагрузки от угольного пласта к вертикальной нагрузке на крепь

и M_5 .

Максимумы M_2 и M_4 с отрицательным знаком также имеют близкую к линейной зависимости от соотношения $\frac{(q_{\sigma})_1}{q_{\sigma}}$, но с увеличением параметра $\frac{(q_{\sigma})_1}{q_{\sigma}}$ максимумы M_2 и M_4 уменьшаются по абсолютной величине. Это уменьшение (в интервале, равном 0,3-0,7) составляет для максимума M_2 — 34%, а максимума M_4 — 42%.

Остальные максимумы M_6, M_7, M_8 и M_9 имеют несущественную зависимость от параметра $\frac{(q_{\sigma})_1}{q_{\sigma}}$ (эти графики не приведены на рис. 10.2), состав-

ляет по высоте рамной крепи, равной мощности m пласта. Максимумы M_1, M_3 и M_5 с положительным знаком имеют тенденцию к увеличению с ростом отношения $\frac{(q_{\sigma})_1}{q_{\sigma}}$. Эти гра-

фики близки к линейным и имеют разную степень зависимости от параметра $\frac{(q_{\sigma})_1}{q_{\sigma}}$. Например, при уве-

личении отношения $\frac{(q_{\sigma})_1}{q_{\sigma}}$ повы-

шенное влияние на максимумы M_3 и M_5 , чем на максимум M_1 объясняется гораздо большим плечом действия нагрузки $(q_{\sigma})_1$ от точки ее равнодействующей до точек $(\theta_3$ и $\theta_5)$ возникновения максимумов M_3

ляющую в интервале изменения $\frac{(q_{\delta})_1}{q_e} = 0,3 - 0,7$ от 1-3% до 5-8%.

На рис. 10.3 приведены зависимости максимумов $\frac{M_i}{q_e r}$ изгибающего момента ($i = 1, \dots, 9$) от соотношения $\frac{(q_{\delta})_3}{q_e}$ боковой нагрузки $(q_{\delta})_3$ к вертикаль-

ной. Боковая нагрузка $(q_{\delta})_3$ возникает при нагружении охранного элемента силами опорного давления подработанной толщи породного массива (см. рис. 8.1). При проведении выемочной выработки с подрывкой почвы образуется породная берма, на которую передается часть опорного давления, воспринимаемого охранным элементом. В условиях высоких нагрузок на охранный элемент породная берма разрушается на определенном участке в глубь выработанного пространства и происходит ее сдвигание в горизонтальном направлении в полость выработки с развитием боковой нагрузки $(q_{\delta})_3$ на крепь по высоте контакта, равной высоте породной бермы.

Максимумы M_1, M_3, M_5, M_7 и M_9 изгибающего момента с положительным знаком имеют общую тенденцию к возрастанию при увеличении значения отношения $\frac{(q_{\delta})_3}{q_e}$. Максимумы M_1 и M_3 с увеличением $\frac{(q_{\delta})_1}{q_e}$ возрастают менее интенсивно, чем максимумы M_5, M_7 и M_9 , что вполне объяснимо, так как максимумы M_3 и M_1 находятся с противоположной стороны контура рамы по отношению к участку действия боковой нагрузки $(q_{\delta})_3$ и влияние этой нагрузки на максимумы M_1 и M_3 передаются лишь через горизонтальную реакцию Q_1 в опоре стойки рамной крепи. Максимумы M_5 и M_7 возрастают более интенсивно, чем максимум M_9 , что объясняется большими плечами действия нагрузки $(q_{\delta})_3$ по отношению к точкам θ_5 и θ_7 ,

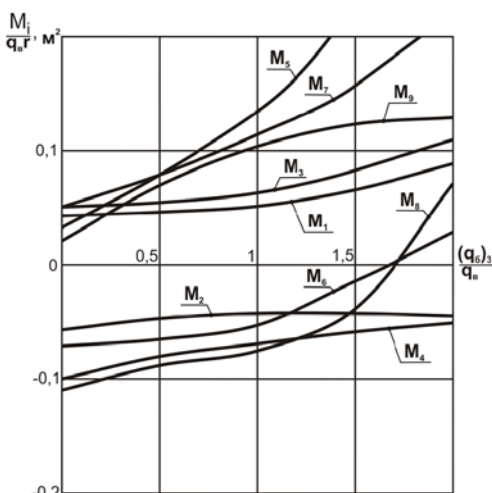


Рис. 10.3. Зависимость максимумов изгибающего момента от соотношения $\frac{(q_{\delta})_3}{q_e}$ боковой нагрузки от воздействия охранного элемента к вертикальной нагрузке на крепь

чем плеча для максимума M_9 (точка θ_9 на рис. 9.1).

Максимумы M_2 , M_4 , M_6 и M_8 с отрицательным знаком имеют общую тенденцию к уменьшению по абсолютной величине с возрастанием отношения $\frac{(q_{\sigma})_3}{q_{\sigma}}$. Максимумы M_2 и M_4 имеют меньшую интенсивность снижения, чем максимумы M_6 и M_8 , так как они расположены с противоположной стороны контура рамы по отношению к боковой нагрузке $(q_{\sigma})_3$. Максимумы M_6 и M_8 снижаются более интенсивно, то есть в большей степени зависят от соотношения $\frac{(q_{\sigma})_3}{q_{\sigma}}$ и при $\frac{(q_{\sigma})_3}{q_{\sigma}} = 1,6-1,7$; они меняют знак и переходят в область положительного знака изгибающего момента.

Зависимость максимумов M_1, \dots, M_9 изгибающего момента от соотношения $\frac{(q_{\sigma})_2}{q_{\sigma}}$ аналогична зависимостям, приведенным на рис. 10.2, с той разницей, что боковая нагрузка $(q_{\sigma})_2$, действующая на участке контура рамы (от координаты θ_{IV} до координаты θ_{III}) по высоте мощности вынимаемого угольного пласта, может изменяться от нуля до некоторого максимального значения в зависимости от типа охранного элемента и его месторасположения по отношению к рамной крепи. При использовании жестких охранных элементов (типа литой полосы или железобетонных блоков) боковая нагрузка $(q_{\sigma})_2$ отсутствует; соответственно отсутствует какое-либо ее влияние на величину максимумов изгибающего момента. При использовании в качестве охранного элемента угольные целики, работающие на раздавливание, максимальное значение боковой нагрузки $(q_{\sigma})_2$ составит

$$(q_{\sigma})_2 = (\sigma_{сж})_y \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi_y}{2}, \quad (10.1)$$

где $(\sigma_{сж})_y$ и φ_y – предел прочности на одноосное сжатие и угол внутреннего трения угля.

На рис. 10.4 приведены графики изменения максимумов $\frac{M_i}{q_{\sigma} r}$ изгибающего момента ($i = 1, \dots, 5$) в рамной крепи со стороны угольного пласта в зависимости от соотношения $\frac{N_1}{q_{\sigma}}$ реакции нижнего анкера (см. рис. 8.1) к величине вертикальной нагрузки на крепь. Общая тенденция всех исследуемых максимумов M_1, \dots, M_5 такова, что с увеличением реакции N_1 нижнего анкера

максимумы снижаются, переходя через нулевую отметку из области положительных значений в область отрицательных значений. Следует отметить, что влияние соотношения $\frac{N_1}{q_e}$ на величину $\frac{M_i}{q_e r}$ весьма значительно, например, при увеличении реакции N_1 анкера в 2 раза максимумы изгибающего момента уменьшаются в 1,7-2,1 раза.

10.2. АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ НА МАКСИМУМЫ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РАМЕ РЕАКЦИИ БОКОВЫХ АНКЕРОВ

На рис. 10.4 не показаны зависимости для максимумов M_6, \dots, M_9 , возникающих в рамной крепи со стороны выработанного пространства, во избежание загромождения самого рисунка, так как эти максимумы не сильно зависят от реакции N_1 нижнего анкера: при увеличении параметра $\frac{N_1}{q_e}$ в два раза максимумы M_7 и M_9 уменьшаются, а максимумы M_6 и M_8 увеличиваются не более, чем на 15-20%.

На рис. 10.5 приведены зависимости максимумов $\frac{M_i}{q_e r}$ изгибающего момента от соотношения $\frac{N_i}{q_e}$ реакции N_2 верхнего анкера, располо-

женного со стороны угольного пласта, к вертикальной нагрузке q_e на рамную крепь. Максимум M_1 (с положительным знаком) зависит от реакции N_2 в достаточно малой степени: с увеличением реакции N_2 в два раза величина максимума M_1 возрастает всего на 10-15%. Такое же, не очень существенное влияние реакции N_2 анкера наблюдается и для максимума M_2 (с отрицательным знаком). Незначительное влияние объясняется тем, что максимумы M_1 и M_2 расположены ниже точки (координата θ_{N_2}) приложения реакции N_2 верхнего анкера, которая поэтому непосредственно не вли-

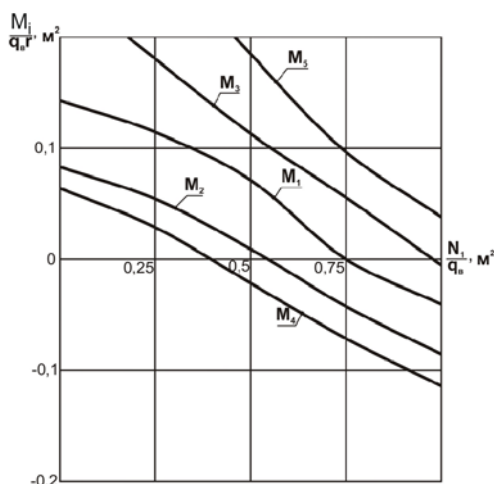


Рис. 10.4. Зависимость максимумов изгибающего момента от соотношения $\frac{N_1}{q_e}$ реакции N_1 нижнего анкера (со стороны угольного пласта) к вертикальной нагрузке q_e на крепь

яет на величину максимумов M_1 и M_2 , а установленная степень влияния передается через определенную связь реакций Q_1 и V_1 в опоре стойки рамы с величиной реакции N_2 верхнего анкера.

Максимумы M_3 и M_5 с положительным знаком имеют весьма тесную связь с реакцией N_2 верхнего анкера: с увеличением реакции N_2 максимумы M_3 и M_5 довольно интенсивно снижаются. Максимум M_4 имеет положительный знак при небольших значениях реакции N_2 анкера, а при ее увеличении переходит в область отрицательных значений, где возрастает по абсолютной величине.

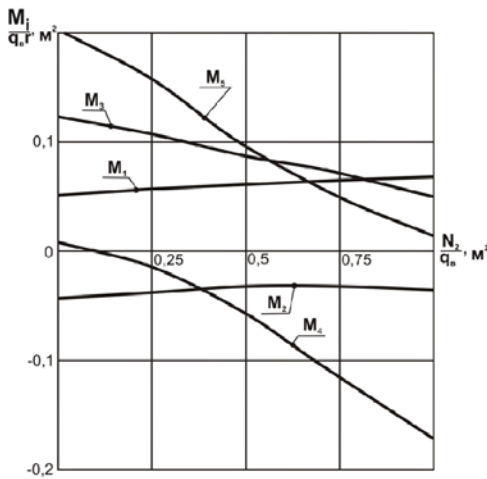


Рис. 10.5. Зависимость максимумов изгибающего момента от соотношения $\frac{N_2}{q_e}$ реакции N_2 верхнего анкера (со стороны угольного пласта) к вертикальной нагрузке q_e на крепь

Анализ графиков на рис. 10.4 и рис. 10.5 подтверждает обоснованность сформулированного критерия (9.1) выбора рациональных параметров установки анкеров, построенного на принципе обратной пропорциональной зависимости максимумов разных знаков от параметров N_j и θ_{N_j} установки анкеров. Действительно, с увеличением реакций нижнего N_1 и верхнего N_2 анкеров максимумы изгибающего момента с положительным знаком уменьшаются, а максимумы с отрицательным знаком увеличиваются по абсолютной величине.

Максимумы M_6, \dots, M_9 , возникающие в рамной крепи со стороны выработанного пространства, имеют достаточно слабую связь с величиной реакции N_2 верхнего анкера, которая проявляется опосредованно через влияние реакции N_2 на горизонтальную реакцию Q_2 в опоре стойки рамы.

Зависимость максимумов M_6, \dots, M_9 от реакций верхнего N_3 и нижнего N_4 анкеров, расположенных со стороны выработанного пространства, аналогична по характеру зависимостям $\frac{M_i}{q_e r}$ ($i=1, \dots, 5$) от соотношения $\frac{N_j}{q_e}$ ($j=1, 2$) для полуветви контура рамной крепи, расположенной со стороны угольного пласта.

10.3. АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ НА МАКСИМУМЫ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РАМЕ МЕСТА УСТАНОВКИ АНКЕРОВ

К основным параметрам установки анкеров, помимо их реакции N_j относятся также координаты θ_{N_j} расположения анкеров по контуру рамной крепи.

На рис. 10.6 приведены зависимости максимумов $\frac{M_i}{q_6 r}$ изгибающего момента ($i = 1, \dots, 5$) от координаты θ_{N_1} установки нижнего анкера (со стороны угольного пласта).

Все максимумы изгибающего момента имеют весьма тесную связь с координатой θ_{N_1} . Максимумы M_1 , M_3 и M_5 имеют общую тенденцию к снижению своей величины при увеличении угла θ_{N_1} установки нижнего анкера, а максимум M_1 при $\theta_{N_1} > 100^\circ$ переходит даже в область отрицательных значений. Максимум M_4 при угле установки нижнего анкера $\theta_{N_1} < 80^\circ$ имеет небольшое положительное значение, а затем переходит в область отрицательных значений изгибающего момента с ростом по абсолютной величине с возрастанием угла θ_{N_1} .

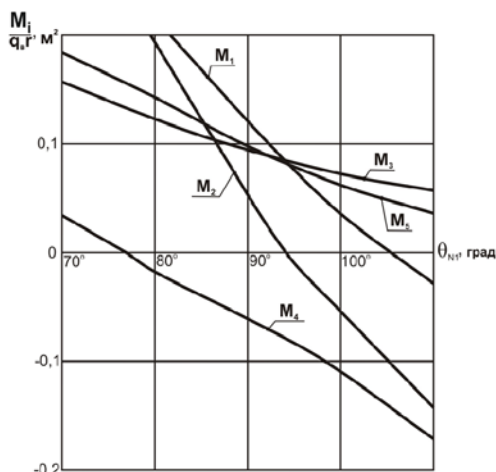


Рис. 10.6. Зависимость максимумов изгибающего момента от координаты θ_{N_1} установки нижнего анкера со стороны угольного пласта

Максимум M_2 наиболее сильно зависит от угла θ_{N_1} . В положительной области максимум M_2 интенсивно снижается с ростом угла θ_{N_1} , далее переходит в область отрицательных значений и возрастает по абсолютной величине с увеличением угла θ_{N_1} установки нижнего анкера.

Максимумы M_6, \dots, M_9 изгибающего момента в рамной крепи со стороны выработанного пространства в малой степени (до 7-12%) зависят от изменения координаты θ_{N_1} установки нижнего анкера.

На рис. 10.7 приведены графики, показывающие зависимость максимумов $\frac{M_i}{q_6 r}$ изгибающего ($i = 1, \dots, 5$) от угловой координаты θ_{N_2} установки верхнего анкера со стороны пласта угля.

Максимумы M_1 и M_2 , которые возникают в рамной крепи ниже точки приложения реакции N_2 верхнего анкера ($\theta_1 > \theta_2 > \theta_{N_2}$ как показано на рис. 9.3) в довольно слабой степени зависят от координаты θ_{N_2} . Так максимум M_1 с положительным знаком возрастает в интервале изменения θ_{N_2} от 20° до 70° всего на 30-35%, а максимум M_2 с отрицательным знаком уменьшается по абсолютной величине на 15-20%.

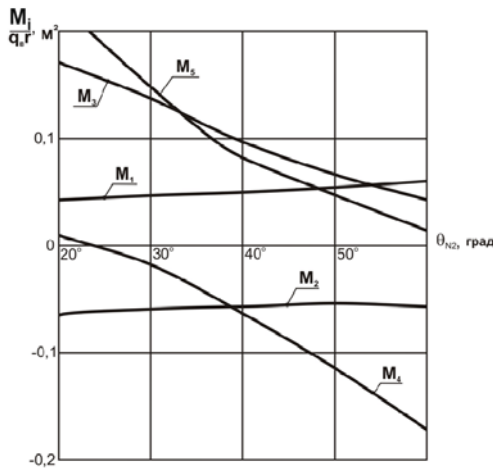


Рис. 10.7. Зависимость максимумов изгибающего момента от координаты θ_{N_2} установки верхнего анкера со стороны угольного пласта

ласть отрицательных значений с довольно интенсивным увеличением по абсолютной величине.

Максимумы M_6, \dots, M_9 , появляющиеся в рамной крепи со стороны выработочного пространства (см. рис. 8.1 и 9.3) не имеют существенной зависимости от координаты θ_{N_2} установки верхнего анкера со стороны угольного пласта.

Зависимости максимумов M_6, \dots, M_9 изгибающего момента координат θ_{N_3} и θ_{N_4} установок верхнего и нижнего анкеров со стороны выработанного пространства качественно схожи с аналогичными зависимостями для максимумов M_1, \dots, M_5 , приведенных на рис. 10.6 и 10.7.

Анализ зависимостей максимумов изгибающего момента от параметров N_j и θ_{N_j} установки анкеров (см. рис. 10.4-10.7) показывает, что практически для всех максимумов M_i ($i = 1, \dots, 9$) существует общая тенденция, характери-

Максимумы M_3 и M_5 с положительным знаком имеют общую тенденцию к снижению с увеличением угла θ_{N_2} установки верхнего анкера, что объясняется увеличением плеча действия реакции N_2 на рамную крепь. Максимум M_5 снижается более интенсивно, так как плечо действия реакции N_2 больше, чем для максимума M_3 .

Максимум M_4 с отрицательным знаком увеличивается по абсолютной величине с ростом угла θ_{N_2} установки верхнего анкера: при малых углах $\theta_{N_2} < 25^\circ$ максимум M_4 имеет небольшие положительные значения, а затем переходит в область отрицательных значений с довольно интенсивным увеличением по абсолютной величине.

зующая прямо противоположными зависимостями (на основном интервале изменения) максимумов с положительным и отрицательным знаками от параметров N_j и θ_{N_j} . То есть, если при изменении параметров N_j и θ_{N_j} в одном направлении максимумы с положительным знаком уменьшаются, то максимумы с отрицательным знаком увеличиваются по абсолютной величине, что является обоснованием правомочности использования критерия (9.3) для определения рациональных параметров N_j и θ_{N_j} установки анкеров.

Таким образом, на основе численного анализа решений главы 9 установлены зависимости связи всех возможных максимумов изгибающего момента в рамной крепи от основных параметров нагружения крепи и параметров N_j и θ_{N_j} установки анкеров. Эти зависимости являются основой для создания инженерного метода расчета рациональных параметров рамно-анкерной крепи в выработках, подверженных интенсивному влиянию очистных работ, при установке на раме по два анкера с каждой стороны.

ВЫВОДЫ

1. Выявлены основные закономерности связи максимумов изгибающего момента в рамной крепи как с параметрами нагрузки со стороны породного массива, так и с параметрами установки анкеров.

2. Установлена особенность влияния параметров анкеров (N_j – величина реакции и θ_{N_j} – координата установки) для разных схем компоновки рамно-анкерной крепи, которая заключается в том, что при увеличении указанных параметров, как правило, положительные максимумы уменьшаются, отрицательные максимумы увеличиваются по абсолютной величине. Это обосновывает принятый общий критерий выбора рациональных параметров N_j и θ_{N_j} анкеров (9.1) и его частные варианты по компоновке рамно-анкерной крепи.

3. При прочих равных условиях наименьшее значение максимумов изгибающего момента наблюдается при установке четырех анкеров на раме, а наибольшее значение максимумов M_i имеет место при установке на раме одного анкера со стороны выработанного пространства.

11. РАСЧЕТ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ УСТАНОВКИ АНКЕРОВ В РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК

Проведенные исследования взаимодействия рамно-анкерной крепи с породным массивом вокруг выемочных выработок, подверженных интенсивному влиянию очистных работ, решение задачи по расчету усилий в крепи от действия нагрузок со стороны породного массива, численный анализ полученных решений позволили разработать инженерный метод расчета рациональных параметров податливой рамно-анкерной крепи, базирующийся на построении ряда номограмм, что даст возможность оперативно и с достаточной точностью произвести расчет параметров в зависимости от горно-геологических и горнотехнических условий поддержания выемочной выработки. К основным расчетным параметрам рамно-анкерной крепи относятся: реакции N_j воздействия анкеров (равные в пределе их несущей способности), координаты θ_{N_j} установки анкеров, шаг L установки или тип спецпрофиля СВП рамной крепи.

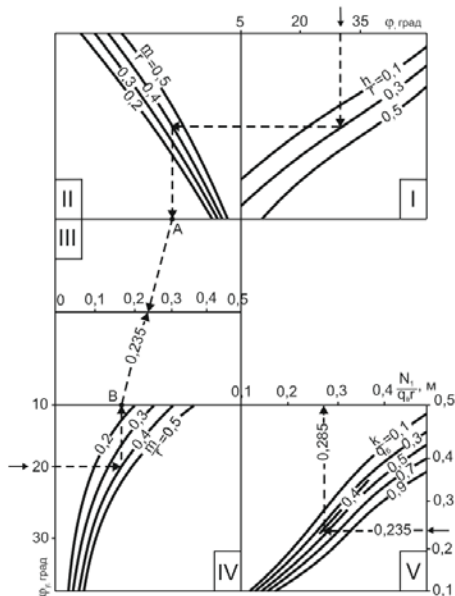


Рис. 11.1. Номограмма для определения требуемой реакции N_1 нижнего анкера, расположенного со стороны угольного пласта

11.1. РАСЧЕТ ТРЕБУЕМОЙ РЕАКЦИИ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СТОЙКИ РАМЫ ПОДАТЛИВЫХ АНКЕРОВ

На рис. 11.1 приведена номограмма для определения требуемой реакции N_1 нижнего анкера, располагаемого со стороны угольного пласта. Численный анализ показал, что требуемая величина реакции N_1 анкера существенным образом (более 10% от величины N_1) зависит от переменных:

$$\varphi, \varphi_y, \frac{k}{q_e}, \frac{m}{r}, \frac{h}{r}.$$

Расчет параметра $\frac{N_1}{q_e r}$ ведется по

квадрантам I-V в соответствии с ходом ключа для следующих исходных данных: $\varphi = 30^\circ$, $\varphi_y = 20^\circ$, $\frac{h}{r} = 0,3$ и

$\frac{m}{r} = 0,4$ (что, например, при $r = 2,5$ м соответствует высоте породной бермы $h = 0,75$ м и мощности пласта $m = 1$ м), $\frac{k}{q_e} = 0,4$. От горизонтальной шкалы квадранта I и точки $\varphi = 30^\circ$ опускаем перпендикуляр до пересечения с линией $\frac{h}{r} = 0,3$, откуда проводим горизонталь в квадрант II до пересечения с линией $\frac{m}{r} = 0,4$; из этой точки опускаем перпендикуляр до нижней границы квадранта II, где получаем точку *A* (см. рис. 11.1). От отметки $\varphi_y = 20^\circ$ на вертикальной шкале квадранта IV проводим горизонталь до пересечения с линией $\frac{m}{r} = 0,4$, откуда восстанавливаем перпендикуляр до верхней границы квадранта IV и получаем точку *B*. Соединяем точки *A* и *B* прямой и получаем на суммирующей шкале квадранта III значение промежуточного параметра 0,235, которое откладываем на вертикальной шкале квадранта V. Из этой точки проводим горизонталь до пересечения с линией $\frac{k}{q_e} = 0,4$,

откуда восстанавливаем перпендикуляр до верхней горизонтальной шкалы квадранта V, где читаем ответ $\frac{N_1}{q_e r} = 0,285$ м. Абсолютная величина

реакции N_1 нижнего анкера (например, при $r = 2,5$ м и $q_e = 165$ кПа) составит $N_1 = 0,285 \text{ м} \times 2,5 \text{ м} \times 165 \text{ кПа} = 117 \text{ кН}$ при установке одной рамы на один погонный метр выработки. Если количество рам на погонный метр выработки будет равно единице, т.е. $n = 1$, то реакция N_1 нижнего анкера равна 117 кН. При другом значении n количества установки рам на погонный метр выработки реакция N'_1 анкера равна:

$$N'_1 = \frac{N_1}{n}.$$

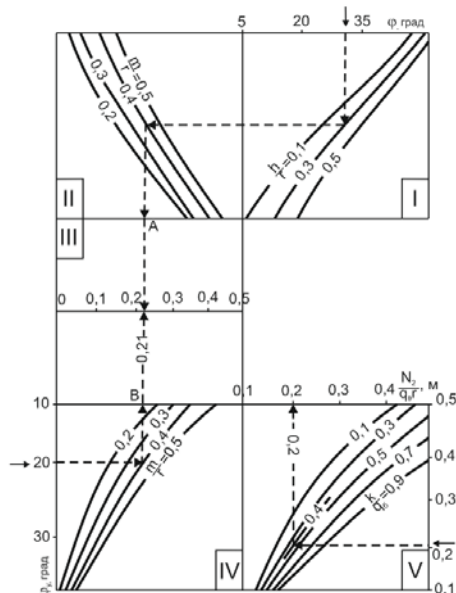


Рис. 11.2. Номограмма для расчета требуемой реакции N_2 верхнего анкера, расположенного со стороны угольного пласта

На рис. 11.2 приведена номограмма для определения требуемой реакции N_2 верхнего анкера со стороны угольного пласта. Расчет производится в соответствии с ходом ключа по квадрантам I-V по аналогии с номограммой для расчета реакции N_1 . Для ранее приведенных исходных данных величина параметра $\frac{N_2}{q_6 r}$ для верхнего анкера (расположенного со стороны угольного пласта) составляет 0,20 м, а абсолютное значение реакции N_1 (при $r = 2,5$ м и $q_6 = 165$ кПа) равно $N_2 = 0,20 \text{ м} \times 2,5 \text{ м} \times 165 \text{ кПа} = 83 \text{ кН}$ на один погонный метр выработки.

На рис. 11.3 приведена номограмма для расчета требуемой реакции N_4 нижнего анкера, расположенного со стороны выработанного пространства.

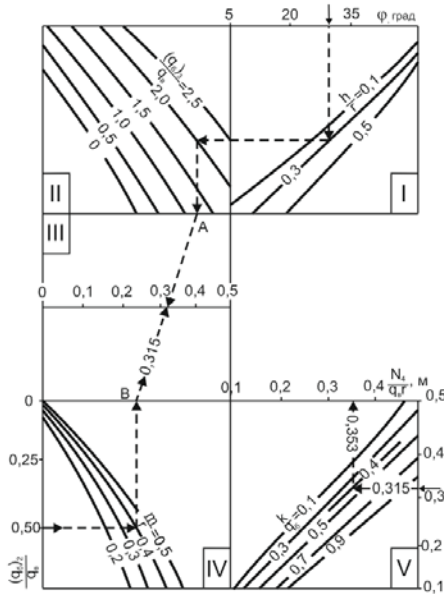


Рис. 11.3. Номограмма для расчета требуемой реакции N_4 нижнего анкера, расположенного со стороны выработанного пространства

Определение параметра $\frac{N_4}{q_6 r}$ производится в соответствии с ходом ключа по квадрантам I-V для исходных данных:

$\varphi = 30^\circ$, $\frac{h}{r} = 0,3$, $\frac{(q_6)_3}{q_6} = 2,0$, $\frac{(q_6)_2}{q_6} = 0,5$,

$\frac{m}{r} = 0,4$, $\frac{k}{q_6} = 0,4$ и ведется в следующей последовательности. Из отметки $\varphi = 30^\circ$ на горизонтальной шкале квадранта I опускаем перпендикуляр до пересечения с линией $\frac{h}{r} = 0,3$, откуда проводим горизонталь в квадрант II до линии $\frac{(q_6)_3}{q_6} = 2,0$ и из точки пересечения опускаем перпендикуляр до нижней границы квадранта II, где получаем точку A . От значения $\frac{(q_6)_2}{q_6} = 0,5$ на вертикальной шкале квадранта IV проводим горизонталь до пересечения с линией

$\frac{m}{r} = 0,4$ и восстанавливаем перпендикуляр до верхней границы квадранта IV, где получаем точку B . Соединяем точки A и B , и на горизонтальной шкале квадранта III определяем значение промежуточного параметра, равное 0,315. Это значение откладываем на вертикальной шкале квадранта V, проводим

горизонталь до пересечения с линией $\frac{(q_6)_2}{q_6} = 0,5$, откуда опускаем перпендикуляр до пересечения с линией $\frac{N_4}{q_6 r} = 0,315$, что соответствует значению $N_4 = 0,315$ м на шкале квадранта V.

горизонталь до пересечения с линией $\frac{N_4}{q_6 r} = 0,315$, что соответствует значению $N_4 = 0,315$ м на шкале квадранта V.

горизонталь до пересечения с линией $\frac{N_4}{q_6 r} = 0,315$, что соответствует значению $N_4 = 0,315$ м на шкале квадранта V.

горизонталь до пересечения с линией $\frac{k}{q_6} = 0,4$, откуда восстанавливаем перпендикуляр до горизонтальной шкалы квадранта V, где читаем ответ $\frac{N_4}{q_6 r} = 0,353$ м. Абсолютное значение реакции N_4 нижнего анкера (например, при $r = 2,5$ м и $q_6 = 165$ кПа) составит $N_4 = 0,353 \text{ м} \times 2,5 \text{ м} \times 165 \text{ кПа} = 145 \text{ кН}$ на один погонный метр выработки.

Для расчета требуемой реакции N_3 верхнего анкера, расположенного со стороны выработанного пространства, построена номограмма (рис. 11.4), правило пользования которой аналогично предыдущему примеру. Для указанных выше исходных данных получено значение $\frac{N_3}{q_6 r} = 0,255$ м, а абсолютное значение реакции N_3 составило $N_3 = 105 \text{ кН}$ на один погонный метр выработки.

получено значение $\frac{N_3}{q_6 r} = 0,255$ м, а абсо-

лютное значение реакции N_3 составило $N_3 = 105 \text{ кН}$ на один погонный метр выработки.

11.2. РАСЧЕТ МЕСТА УСТАНОВКИ УЗЛОВ СВЯЗИ ПОДАТЛИВЫХ АНКЕРОВ НА СТОЙКАХ РАМНОЙ КРЕПИ

Кроме требуемых усилий реакции N_j анкеров к рациональным параметрам их установки относятся также и координаты их месторасположения по контуру выработки. В качестве такого параметра использована угловая координата θ_{N_j} ($j = 1, \dots, 4$), которая, как показал анализ, существенно зависит от следующих переменных: угла внутреннего трения породы φ ; отношения $\frac{h}{r}$

высоты породной бермы к радиусу свода выработки; отношению $\frac{m}{r}$ мощности пласта к радиусу свода выработки; углу внутреннего трения φ_y угольного пласта; отношения $\frac{k}{q_6}$ приращения нагрузки K в зоне влияния очистных

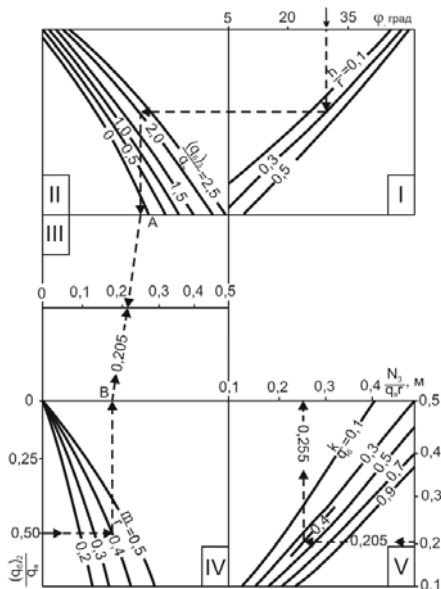


Рис. 11.4. Номограмма для расчета требуемой реакции N_3 верхнего анкера, расположенного со стороны выработанного пространства

работ к вертикальной нагрузке q_e на крепь вне этой зоны. Для другой пары анкеров ($j = 3, 4$), которые устанавливаются со стороны выработанного пространства в расчете θ_{N_j} необходимо учитывать следующие переменные: отношение $\frac{(q_{\sigma})_3}{q_e}$ боковой нагрузки $(q_{\sigma})_3$ по высоте породной бермы (под охранным элементом) к вертикальной q_e ; отношения $\frac{(q_{\sigma})_2}{q_e}$ боковой нагрузки $(q_{\sigma})_2$, действующей по высоте охранного элемента к вертикальной; отношение $\frac{k}{q_e}$, угол

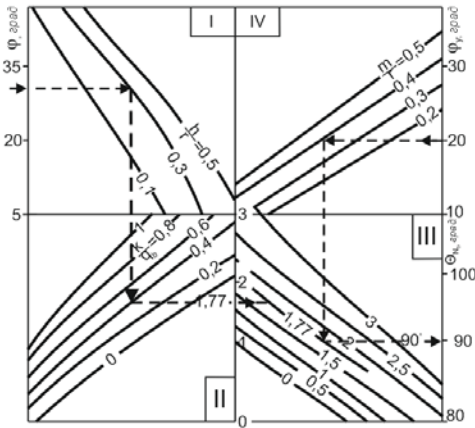


Рис. 11.5. Номограмма для расчета рациональной координаты θ_{N_1} установки нижнего анкера, расположенного со стороны угольного пласта

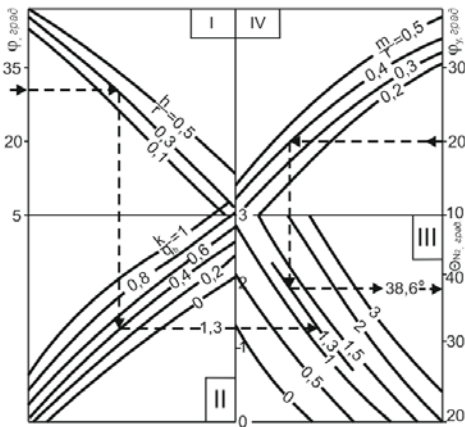


Рис. 11.6. Номограмма для расчета координаты θ_{N_2} установки верхнего анкера со стороны угольного пласта

где получаем значение 1,77 вспомогательного параметра. По этому значению строится кривая в квадранте III. Из отметки $\phi_y = 20^\circ$ в квадранте IV про-

странства в расчете θ_{N_j} необходимо учитывать следующие переменные: отношение $\frac{(q_{\sigma})_3}{q_e}$ боковой нагрузки $(q_{\sigma})_3$ по высоте породной бермы (под охранным элементом) к вертикальной q_e ; отношения $\frac{(q_{\sigma})_2}{q_e}$ боковой нагрузки $(q_{\sigma})_2$, действующей по высоте охранного элемента к вертикальной; отношение $\frac{k}{q_e}$, угол внутреннего трения породы ϕ ; отношения $\frac{h}{r}$ и $\frac{m}{r}$.

На рис. 11.5 приведена номограмма для расчета рациональной координаты θ_{N_1} установки нижнего анкера, по квадрантам I-IV в соответствии с ходом ключа для следующих исходных данных: $\phi = 30^\circ$, $\phi_y = 20^\circ$, $\frac{k}{q_e} = 0,4$, $\frac{h}{r} = 0,3$, $\frac{m}{r} = 0,4$.

Из отметки $\phi = 30^\circ$ на вертикальной шкале квадранта I проводим горизонталь до пересечения с линией $\frac{h}{r} = 0,3$; из этой точки опускаем перпендикуляр в квадрант II до пересечения с линией $\frac{k}{q_e} = 0,4$, откуда про-

водим горизонталь до квадранта II, где получаем значение 1,77 вспомогательного параметра. По этому значению строится кривая в квадранте III. Из отметки $\phi_y = 20^\circ$ в квадранте IV про-

водим горизонталь с линией $\frac{m}{r} = 0,4$, откуда опускаем перпендикуляр в квадрант III до пересечения с построенной нами линией 1,77. Из точки пересечения проводим горизонталь до правой вертикальной шкалы квадранта III, где и читаем ответ $\theta_{N_1} = 90^\circ$. Таким образом, для данного примера, наиболее рационально устанавливать нижний анкер вблизи пяты свода рамной крепи.

Расчет рациональной координаты θ_{N_2} установки верхнего анкера со стороны угольного пласта выполняется по номограмме (рис. 11.6) аналогично описанному выше примеру. В результате расчета для тех же исходных данных получаем, что верхний анкер необходимо устанавливать под углом $\theta_{N_2} = 38,6^\circ$ к вертикали оси выработки.

На рис. 11.7 приведена номограмма для определения рационального значения θ_{N_3} установки верхнего анкера,

расположенного со стороны выработанного пространства. Расчет ведется в соответствии с ходом ключа для следующих исходных данных:

$$\frac{(q_{\sigma})_3}{q_{\sigma}} = 0,8,$$

$$\frac{(q_{\sigma})_2}{q_{\sigma}} = 0,4; \quad \frac{k}{q_{\sigma}} = 0,4; \quad \varphi = 30^\circ; \quad \frac{h}{r} = 0,3,$$

$$\frac{m}{r} = 0,4. \text{ Остальные параметры не оказывают существенного влияния на угловую координату } \theta_{N_3}.$$

Порядок расчета следующий: из отметки $\frac{(q_{\sigma})_3}{q_{\sigma}} = 0,8$ горизонтальной шкалы квадранта I

опускаем перпендикуляр до пересечения с линией $\frac{h}{r} = 0,3$; далее проводим горизонталь в квадрант II до пересечения с линией $\frac{(q_{\sigma})_2}{q_{\sigma}} = 0,4$; опускаем

перпендикуляр в квадрант III до линии $\frac{m}{r} = 0,4$; проводим из этой отметки

перпендикуляр в квадрант III до линии $\frac{m}{r} = 0,4$; проводим из этой отметки

перпендикуляр в квадрант III до линии $\frac{m}{r} = 0,4$; проводим из этой отметки

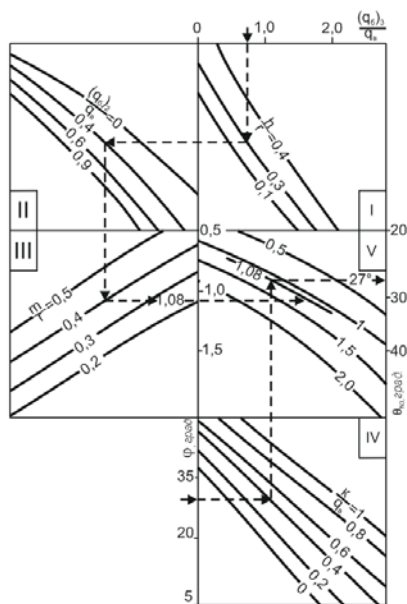


Рис. 11.7. Номограмма для расчета координаты установки θ_{N_3} верхнего анкера со стороны выработанного пространства

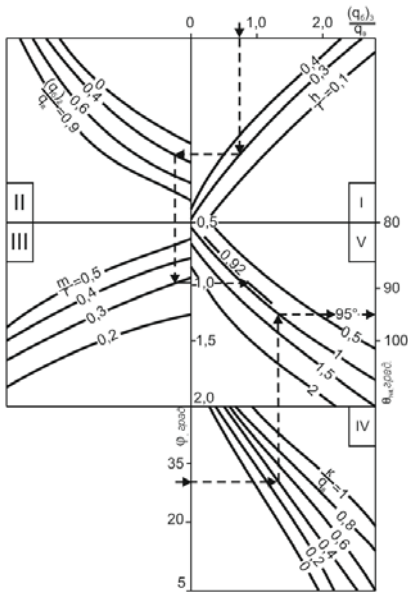


Рис. 11.8. Номограмма для расчета координаты установки θ_{N_4} нижнего анкера со стороны выработочного пространства

11.3. РАСЧЕТ ШАГА УСТАНОВКИ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ

Для принятой конструктивной схемы с размещением на раме четырех анкеров разработана номограмма (рис. 11.9) для определения наименьшего значения максимального $(M_{max})_{min}$ изгибающего момента, который используется для расчета шага L установки рамно-анкерной крепи вдоль выемочной выработки.

Правило пользования номограммой в соответствии с ходом ключа пояснено для следующих

горизонталь и на вертикальной шкале квадранта III читаем ответ для промежуточного параметра, равный 1,08. Затем из отметки $\varphi = 30^\circ$ на вертикальной шкале квадранта IV проводим горизонталь до линии $\frac{k}{q_e} = 0,4$, а оттуда восстанавливаем перпендикуляр в квадрант V; из точки пересечения вертикального ключа с линией 1,08 в квадранте V на его горизонтальной шкале читаем ответ – $\theta_{N_3} = 27^\circ$.

По аналогии с предыдущим расчетом определяется координата нижнего анкера $\theta_{N_4} = 95^\circ$ по номограмме, приведенной на рис. 11.8.

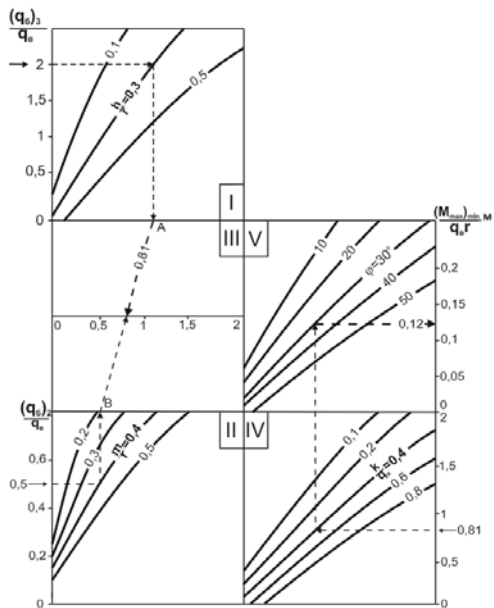


Рис. 11.9. Номограмма для определения минимально возможного максимума $(M_{max})_{min}$ изгибающего момента при установке на раме по два анкера с каждой стороны

исходных данных: $\frac{(q_6)_2}{q_6} = 0,5$, $\frac{(q_6)_3}{q_6} = 2$, $\frac{K}{q_6} = 0,4$, $\varphi = 30^\circ$; $\frac{h}{r} = 0,3$, $\frac{m}{r} = 0,4$.

Сначала в квадранте I на нижней границе определяем точку A , затем в квадранте II на верхней границе определяем точку B . Соединяем точки A и B прямой и на промежуточной горизонтальной шкале квадранта III находим значение параметра 0,81, которое используем в квадранте IV. Далее последовательно по квадрантам IV-V производим вычисления и на вертикальной шкале квадранта V определяем

ответ $\frac{(M_{max})_{min}}{q_6 r} = 0,12$. При из-

вестных значениях радиуса свода r выработки и вертикальной нагрузки на крепь q_6 (например, $r = 2,5$ м, $q_6 = 117$ кПа) рассчитываем абсолютное значение максимума изгибающего момента $(M_{max})_{min} = 0,12 \cdot 2,5 \cdot 117 = 35,1$ кН·м.

По этому значению изгибающего момента по номограмме на рис. 11.10 подбирается шаг установки крепи. Последовательно по квадрантам I-II-III производятся вычисления, результат которых читаем на нижней горизонтальной шкале квадранта III. На-

пример, для исходных данных $\frac{(M_{max})_{min}}{q_6 r} = 0,12$; $q_6 = 165$ кПа; СВП-27 получа-

ем ответ $L = 0,82$ м. Принимаем ближайший меньший шаг установки рам $L = 0,8$.

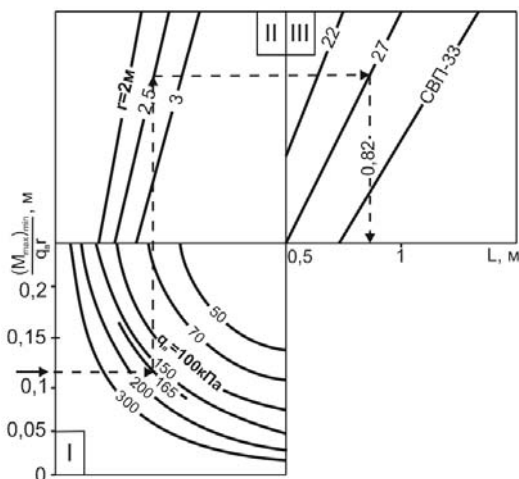


Рис. 11.10. Номограмма для расчета шага L установки рамно-анкерной крепи

ПЕРЕЧЕНЬ ССЫЛОК

1. СОУ 10.1.00185790.011:2007. Підготовчі виробки на пологих пластах. Вибір кріплення, способів і засобів охорони [Текст]. – К.: Мінвуглепром України, 2007. – 113 с.
2. Виноградов, В.В. Геомеханика управления состоянием массива вблизи горных выработок [Текст] / В.В. Виноградов. – К.: Наукова думка, 1989. – 192 с.
3. Симанович, Г.А. Управление режимами взаимодействия породного массива с крепью горных выработок на основе регулирования ее деформационно-силовой характеристикой [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / Г.А. Симанович. – Днепропетровск: ИГТМ НАН Украины, 1993. – 408 с.
4. Ковалевская, И.А. Геомеханика управления устойчивостью пространственной системы «массив-упрочненные породы-крепь подземных выработок» [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / И.А. Ковалевская. – Днепропетровск: НГУ, 2004. – 349 с.
5. Симанович, Г.А. Взаимодействие породного массива с трубчатými штангами и разработка метода расчета их параметров [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Г.А. Симанович. – Днепропетровск: ИГТМ АН УССР, 1982. – 193 с.
6. Ковалевская, И.А. Взаимодействие анкерной и комбинированной крепей с породным массивом и разработка метода расчета их рациональных параметров [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / И.А. Ковалевская. – Днепропетровск: НГУ, 1995. – 200 с.
7. Бондаренко, В.И. Охрана подготовительных выработок при бурошнєковой выемке угольных пластов [Текст] / В.И. Бондаренко, Г.А. Симанович, И.А. Ковалевская, А.Г. Дунаев. – Днепропетровск: Системные технологии, 2001. – 189 с.
8. Бондаренко, В.И. Бурошнєковая выемка подработанных угольных пластов [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, П.П. Корж, Г.А. Симанович. – Днепропетровск: Системные технологии, 1988. – 153 с.
9. Бондаренко, В.И. Расчеты параметров тампонажа закрепного пространства горных выработок [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, И.В. Бугаев, Г.А. Симанович. – Днепропетровск: Системные технологии, 1988. – 180 с.
10. Бондаренко, В.И. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния мелкослоистого породного массива вокруг пластовой выработки. Книга 1. Допредельное деформирование системы «порода-крепь» [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев. – Днепропетровск: Системные технологии, 2006. – 172 с.
11. Бондаренко, В.И. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния мелкослоистого породного массива вокруг пластовой выработки. Книга 2. Предельное и запредельное состояние системы «порода-крепь» [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев. – Днепропетровск: Системные технологии, 2007. – 198 с.

12. Бондаренко, В.И. Прогноз перемещений контура пластовой выработки в слоистом массиве слабых пород» [Текст] / В.И. Бондаренко, М.А. Ильяшов, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев. – Днепропетровск: Системные технологии, 2008. – 194 с.
13. Бондаренко, В.И. Геомеханика взаимодействия элементов системы «породный массив-выемочная выработка-охранная конструкция» [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, А.И. Коваль. – Днепропетровск: Системные технологии, 2007. – 209 с.
14. Бондаренко, В.И. Геомеханика взаимодействия анкерной и рамной крепей горных выработок в единой грузонесущей системе [Текст] / В.И. Бондаренко, Ю.Я. Чередниченко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, А.В. Вивчаренко, В.В. Фомичев. – Днепропетровск: ТОВ «ЛізуновПрес», 2010. – 174 с.
15. Штанговая крепь [Текст] / под ред. В.Н. Семевского. – М.: Недра, 1965. – 328 с.
16. А. с. 949193 СССР. Способ проведения выработки большого сечения и анкер для его осуществления [Текст] / Широков А.П. (СССР); опубл. 1982, Бюл. № 29.
17. А. с. 941608 СССР, МКИ Е 21 021/00. Распорный анкер [Текст] / Мусин А.М., Крупник В.С., Ямпольский М.М. (СССР). – № 2953903; заявл. 08.07.80; опубл. 07.07.82, Бюл. № 25. – 2 с.
18. Сопротивление материалов [Текст] / под общ. ред. Писаренко Г.С. – К.: Вища школа, 1979. – 271 с.
19. Мархель, И.И. Детали машин [Текст] / И.И. Мархель. – М.: Машиностроение, 1986. – 448 с.
20. Шрейнер, Л.А. Механические и абразивные свойства горных пород [Текст] / Л.А. Шрейнер, О.П. Петрова, В.П. Якушев и др. – М.: Гостоптехиздат, 1958. – 387 с.
21. Безухов, В.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести [Текст] / В.И. Безухов. – М.: Высшая школа, 1961. – 537 с.
22. Емельянов, Б.И. Исследование работы железобетонных анкеров с помощью тензометрических датчиков [Текст] / Б.И. Емельянов, А.З. Хорин // Крепление горных выработок на шахтах Дальнего Востока. – Прокопьевск: Городская типография, 1971. – С. 115-119.
23. Широков, А.П. Практика и теория применения анкерной крепи [Текст] / А.П. Широков // Крепление горных выработок на шахтах Дальнего Востока. – Прокопьевск: Городская типография, 1971. – С. 6-51.
24. Шмиголь, А.В. Обоснование способа и средств крепления выемочных штреков в условиях шахт Западного Донбасса [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А.В. Шмиголь; [Днепропетровский горный институт]. – Днепропетровск, 1989. – 17 с.
25. Гелескул, М.Н. Справочник по креплению капитальных и подготовительных горных выработок [Текст] / М.Н. Гелескул, В.И. Каретников. – М.: Недра, 1982. – 479 с.

26. Баклашов, И.В. Конструкции и расчет крепей и обделок [Текст] / И.В. Баклашов, О.В. Тимофеев. – М.: Недра, 1979. – 263 с.
27. Пиньковский, Г.С. Резервы повышения эффективности шахтного строительства [Текст] / Г.С. Пиньковский. – М.: Недра, 1981. – 304 с.
28. Широков, А.П. Анкерная крепь в Кузбассе [Текст] / А.П. Широков, М.И. Найдов, А.И. Петров, В.А. Лидер. – М.: Прометей, 1990. – 217 с.
29. Выгодин, М.А. Облегченные металлоанкерные крепи горных выработок шахт Западного Донбасса [Текст] / М.А. Выгодин, В.В. Евтушенко // Шахтное строительство. – 1987. – № 7. – С. 23-25.
30. Анкерная крепь [Текст]: справочник / под ред. А.П. Широкова. – М.: Недра, 1990. – 205 с.
31. Крав, Ю. Совершенствование техники и крепления участков сопряжения лав со штреками на объединенном предприятии «Рейнланд» [Текст] / Ю. Крав, К. Венерк // Глюкауф. – 1983. – № 15. – С. 3-7.
32. Корнилков, В.Н. Охрана и поддержание выработок в слабых вмещающих породах на больших глубинах [Текст] / В.Н. Корнилков, А.М. Вандышев, Р.М. Курамшин // Изв. ВУЗов. Горный журнал. – 1992. – № 9. – С. 46-51.
33. Щукин, А.С. Экспериментальные исследования несущей способности комбинированной крепи [Текст] / А.С. Щукин, М.А. Байкенжин, Н.Н. Николенко // Изв. ВУЗов. Горный журнал. – 1985. – № 4. – С. 29-30.
34. Литвинов, В.Я. О причинах и механизме повышения несущей способности крепи, имеющей связь с породным массивом [Текст] / В.Я. Литвинов // Горный журнал. – 1990. – № 10. – С. 45-46.
35. Ерофеев, Л.М. Применение комбинированной анкер-металлической крепи [Текст] / Л.М. Ерофеев, В.М. Станкус, Л.А. Мирошникова, В.М. Шитенберг // Шахтное строительство. – 1975. – № 8. – С. 24-26.
36. Касьян, Н.Н. Системная установка анкерно-рамной крепи в подготовительных выработках [Текст] / Н.Н. Касьян, А.П. Ключев, В.И. Сивохин // Изв. ВУЗов. Горный журнал. – 1991. – № 3. – С. 50-54.
37. Краев, Ю.К. Применение рамно-анкерной крепи в сложных горно-геологических условиях [Текст] / Ю.К. Краев, М.В. Корнилков, И.С. Цыкалов, А.В. Пилугин // Строительство шахт, рудников и подземных сооружений. – Свердловск: СГИ, 1987. – С. 61-66.
38. Краев, Ю.К. Оперативный способ увеличения несущей способности крепи, взаимодействующей со слабыми породами [Текст] / Ю.К. Краев, М.В. Корнилков // Строительство шахт, рудников и подземных сооружений. – Свердловск: СГИ, 1988. – С. 39-43.
39. Симанович, А.М. Новая конструкция комбинированной рамно-анкерной крепи [Текст] / А.М. Симанович // Шахтное строительство. – 1987. – № 5. – С. 8-10.
40. Зицер, И.С. Экономическая оценка и пути снижения затрат на крепление выработок в Кривбассе [Текст] / И.С. Зицер, В.Т. Бескровный // Горный журнал. – 1984. – № 1. – С. 38-40.

41. Ерофеев, Л.М. Применение комбинированной анкер-металлической крепи [Текст] / Л.М. Ерофеев, Л.А. Мирошникова. – М.: ЦНИИЭИУголь, 1982. – 24 с.
42. Максимов, А.П. Напряженно-деформированное состояние крепей, работающих с использованием несущей способности приконтурного массива [Текст] / А.П. Максимов, А.Н. Шашенко, А.Н. Роевко // Горное давление в капитальных и подготовительных выработках. – Новосибирск: ИГД СО АН СССР, 1981. – С. 17-24.
43. Руководство по поддержанию горных выработок на шахтах Западного Донбасса [Текст]. – СПб.: ВНИМИ, 1992. – 51 с.
44. Цимбаревич, П.М. Рудничное крепление [Текст] / П.М. Цимбаревич. – М.: Углетехиздат, 1951. – 608 с.
45. Руппнейт, К.В. Давление и смещение горных пород в лавах пологопадающих пластов [Текст] / К.В. Руппнейт. – М.: Углетехиздат, 1957. – 222 с.
46. Временная инструкция по охране выемочных выработок полосами из твердеющих материалов [Текст]. – Люберцы: ИГД им. Скочинского, 1981. – 20 с.
47. Фрестер, Э. Методы корреляционного и регрессионного анализа [Текст] / Э. Фрестер, Б. Ренц. – М.: Финансы и статистика, 1983. – 302 с.
48. Львовский, Е.Н. Статистические методы построения эмпирических формул [Текст] / Е.Н. Львовский. – М.: Высшая школа, 1988. – 239 с.
49. Дарков, А.В. Строительная механика [Текст] / А.В. Дарков, В.И. Кузнецов. – М.: Высшая школа, 1962. – 743 с.
50. Киселев, Е.С. Резервы повышения производительности труда и экономии металла на горно-подготовительных работах [Текст] / Е.С. Киселев и др. // Шахтное строительство. – 1981. – № 11. – С. 4-5.
51. Ковалевская, И.А. Исследование влияния анкеров на повышение несущей способности многослойной крепи [Текст] / И.А. Ковалевская // Матер. межд. симп. по проблемам прикладной геологии, горной науки и производства. – Санкт-Петербург, 1993. – С. 109-110.
52. Литвинский, Г.Г. исследование резервов повышения несущей способности и металлической арочной крепи [Текст] / Г.Г. Литвинский, В.Д. Троян // Технология добычи угля подземным способом. – 1976. – № 12. – С. 38-39.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
Раздел 1. АНАЛИЗ АНАЛИТИЧЕСКИХ И ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ ИССЛЕДОВАНИЙ НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «МАССИВ-КРЕПЬ»	6
1 ДИАЛЕКТИКА МНОГООБРАЗИЯ ПРЕДСТАВЛЕНИЙ О ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССАХ ВОКРУГ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК, ИХ ВЗАИМОСВЯЗЬ ПРИ ОБОСНОВАНИИ ПАРАМЕТРОВ ВЕДЕНИЯ ГОРНЫХ РАБОТ	6
1.1 Моделирование структуры и свойств слоистого массива	6
1.2 Представления о работе крепи горных выработок и методы поиска рациональных режимов взаимодействия с породным массивом	9
1.3 Отражение процесса деформирования углевмещающей толщи в зоне влияния очистных работ	12
1.4 Диалектика взаимосвязи и перспективы развития методов оценки геомеханических явлений при ведении горных работ	17
2 НЕКОТОРЫЕ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ПРОВЕДЕННЫХ ГВУЗ «НГУ» ИССЛЕДОВАНИЙ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛАСТОВЫХ ВЫРАБОТОК НА ПОЛОГИХ ПЛАСТАХ ДОНБАССА	19
2.1 Аналитические исследования геомеханики взаимодействия элементов системы «массив-крепь»	19
2.2 Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния элементов системы «массив-крепь»	30
2.3 Комплекс исследований пространственно-податливых гибких связей анкерной и рамной крепей, работающих в единой грузонесущей системе	39
Раздел 2. РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ РАМНО- АНКЕРНЫХ КРЕПЕЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПОВЫШЕННЫМ СОПРОТИВЛЕНИЕМ БОКОВЫМ НАГРУЗКАМ	43
3 СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ ПОДАТЛИВОГО АНКЕРА С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОВ И ОБОСНОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ УСТАНОВКИ	43
3.1 Обоснование конструктивно-технологической схемы податливого анкера с эластичным замком	43

3.2	Обоснование конструкции стопорных элементов на втулке и надежности введения анкера в шпур	46
3.3	Обоснование надежности распора в забое шпура эластичного замка податливого анкера	52
3.4	Анализ напряженного состояния эластичного замка податливого анкера при воздействии осевых усилий	60
3.5	Расчет податливого анкера с эластичным замком	62
3.6	Экспериментальные исследования по расчету параметров податливого анкера	64
4	АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ РАМНЫХ И АНКЕРНЫХ КРЕПЕЙ В ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТКАХ	69
4.1	Особенности деформирования вмещающих выемочную выработку горных пород	69
4.2	Анализ направлений совершенствования крепей выемочных выработок	71
4.3	Обоснование параметров боковых анкеров как крепи усиления для незамкнутых рам из спецпрофиля	76
5	АНАЛИЗ КОНСТРУКЦИЙ И РЕЖИМОВ РАБОТЫ РАМНО-АНКЕРНЫХ КРЕПЕЙ	91
5.1	Разработка основных принципов ресурсосбережения при применении рамно-анкерных крепей в выемочных выработках	91
5.2	Анализ режимов работы податливых рамно-анкерных крепей	92
6	РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ ШАТРОВОЙ ИЗ СПЕЦПРОФИЛЯ (КШС 1)	101
6.1	Разработка конструкции крепи КШС 1	101
6.2	Обоснование оптимальных параметров крепи КШС 1	102
7	РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ КРЕПИ ШАТРОВОЙ (КШС 2) СО СТОПОРНЫМИ ОПОРНЫМИ ПЛИТАМИ	108
7.1	Конструкция крепи КШС 2	108
7.2	Обоснование и расчет параметров опорной плиты ОПК-1	109
7.3	Конструкция, способ изготовления и обоснование параметров стопорной опорной плиты ОПК-3	115
7.4	Конструкция и способ изготовления опорной плиты ОПК-4	119

Раздел 3. РАЗРАБОТКА ИНЖЕНЕРНОГО МЕТОДА РАСЧЕТА РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК	121
8 РАСЧЕТ НАГРУЗКИ НА РАМНУЮ КРЕПЬ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК	121
8.1 Обоснование расчетной схемы нагружения крепи выемочной выработки	121
8.2 Расчет вертикальной нагрузки на крепь выемочной выработки	123
8.3 Расчет боковой нагрузки на крепь выемочной выработки	126
8.4 Определение закона распределения нагрузки по контурную рамной крепи	128
8.5 Определение реактивных нагрузок в опорах стоек и изгибающих моментов в рамной крепи	134
8.5.1 Определение реакций в опорах стоек	134
8.5.2 Распределение изгибающего момента по контурную рамы Выводы	136 138
9 РАСЧЕТ МАКСИМУМОВ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ	140
9.1 Принцип снижения максимумов изгибающего момента в рамно-анкерной крепи	140
9.2 Определение максимумов изгибающего момента в рамно-анкерной крепи выемочной выработки	144
Выводы	150
10 АНАЛИЗ ЗАВИСИМОСТЕЙ МАКСИМУМОВ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ОТ ПАРАМЕТРОВ НАГРУЖЕНИЯ РАМНО- АНКЕРНОЙ КРЕПИ И УСТАНОВКИ АНКЕРОВ	152
10.1 Анализ влияния на максимумы изгибающего момента в раме соотношений боковых нагрузок к вертикальной	152
10.2 Анализ влияния на максимумы изгибающего момента в раме реакции боковых анкеров	157
10.3 Анализ влияния на максимумы изгибающего момента в раме места установки анкеров	159
Выводы	161

11	РАСЧЕТ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ УСТАНОВКИ АНКЕРОВ В РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ ВЫЕМОЧНЫХ ВЫРАБОТОК	162
11.1	Расчет требуемой реакции воздействия на стойки рамы податливых анкеров	162
11.2	Расчет места установки узлов связи податливых анкеров на стойках рамной крепи	165
11.3	Расчет шага установки рамно-анкерной крепи	168
	ПЕРЕЧЕНЬ ССЫЛОК	170
	СОДЕРЖАНИЕ	174

Наукове видання

**Бондаренко Володимир Ілліч
Ковалевська Ірина Анатоліївна
Симанович Геннадій Анатолійович
Снігур Василь Григорович
Свистун Руслан Миколайович**

**АНАЛІТИКО-ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ
ДОСЛІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ ВІЙМКОВИХ
ВИРОБОК І РОЗРАХУНОК ПАРАМЕТРІВ
КРІПИЛЬНОЇ СИСТЕМИ**

Монографія

Російською мовою

Підписано до друку 18.03.13. Формат 701/290 1/16.
Папір офсет. Друк офсетний. Ум. друк. арк. **23,93**.
Обл.-вид. арк. **27,09**. Тираж 300 прим. Замовлення №180313.

Видавництво ТОВ «ЛізуновПрес»
49127, м. Дніпропетровськ, вул. Н. Данченка, 30/166
Свідоцтво ДК №3597 від 06.10.2009 р.



БОНДАРЕНКО Владимир Ильич
заведующий кафедрой подземной
разработки месторождений Национального
горного университета, доктор технических
наук, профессор, заслуженный деятель
науки и техники, лауреат Государственной
премии Украины в области науки и техники.

КОВАЛЕВСКАЯ Ирина Анатольевна
профессор кафедры подземной
разработки месторождений
Национального горного университета,
доктор технических наук, лауреат
Государственной премии Украины
в области науки и техники.



СИМАНОВИЧ Геннадий Анатольевич
профессор кафедры подземной
разработки месторождений
Национального горного университета,
доктор технических наук.

СНИГУР Василий Григорьевич
директор ПСП «Шахтоуправление
Терновское» ПАО «ДТЭК Павлоград-
уголь», горный инженер.



СВИСТУН Руслан Николаевич
директор ООО «Мокрянский горно-
добывающий карьер», горный
инженер.