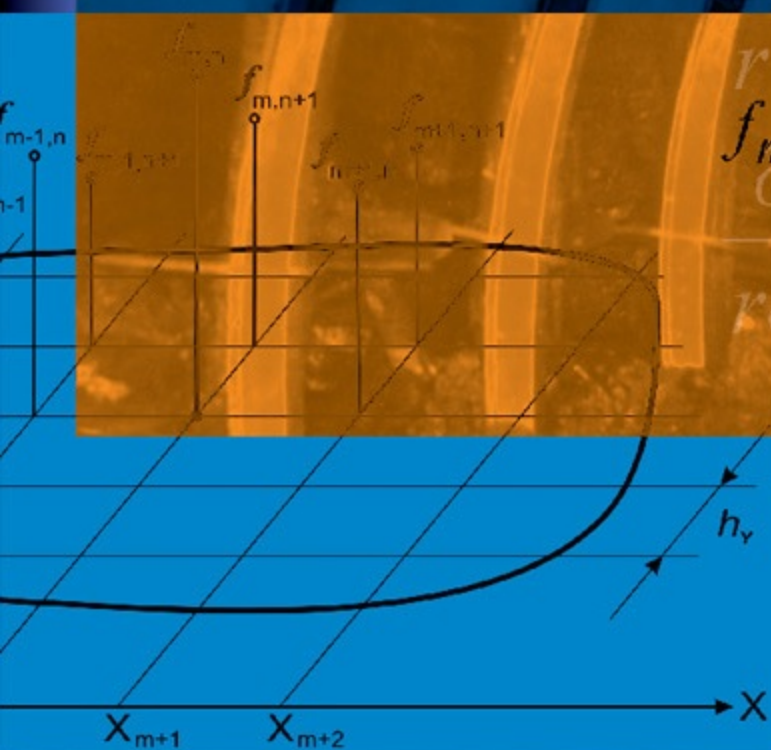
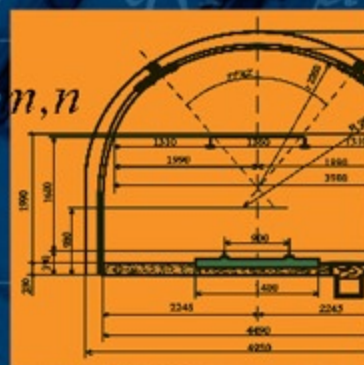


МЕТОДЫ РАСЧЕТА
ПЕРЕМЕЩЕНИЙ
И УПРОЧНЕНИЯ
ПРИКОНТУРНЫХ ПОРОД
ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК
ШАХТ ЗАПАДНОГО ДОНБАССА

$$f_{m+1,n} = f_{m,n} + 2h_y \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_{m,n}$$



В.И. Бондаренко
И.А. Ковалевская
Г.А. Симанович
А.В. Мартовицкий
А.Ф. Копылов

**В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович
А.В. Мартовицкий, А.Ф. Копылов**

**МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И
УПРОЧНЕНИЯ ПРИКОНТУРНЫХ ПОРОД
ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК ШАХТ
ЗАПАДНОГО ДОНБАССА**

Монография

**Днепропетровск
ТОВ «ЛізуновПрес»
2010**

УДК 622.834.1

Бондаренко В.І., Ковалевська І.А., Симанович Г.А., Мартовицький А.В., Копилов О.П. **Методи розрахунку переміщень і зміцнень приконтурних порід гірничих виробок шахт Західного Донбасу.** Монографія. – Дніпропетровськ: ТОВ «ЛізуновПрес», 2010. – 330 с.

Друкується відповідно до рішення Вченої ради Державного ВНЗ «Національний гірничий університет» (протокол №9 від 08.09.2010 р.).

В монографії викладені: результати аналітичних досліджень напружено-деформованого стану породного масиву і кріплення пластової виробки, методи розрахунку анкерного й рамно-анкерного кріплення, методика розрахунку переміщень контура виробки та прогноз експлуатаційної її придатності.

Монографія може бути корисною для наукових співробітників проектних і науково-дослідних інститутів гірничодобувної галузі, інженерно-технічних працівників виробничих об'єднань, а також студентів гірничих ВУЗів і факультетів.

Друкується за авторською редакцією.

Рецензенти: І.О. Садовенко, д-р техн. наук, проф.
П.І. Пономаренко, д-р техн. наук, проф.

© Бондаренко В.І., Ковалевська І.А., 2010
© Симанович Г.А., Мартовицький А.В., 2010
© Копилов О.П., 2010
© ТОВ «ЛізуновПрес», 2010

ВВЕДЕНИЕ

Обоснование и принятие рациональных технических решений на стадии проектирования и эксплуатации сети подземных горных выработок является одной из составляющих эффективного функционирования угольной шахты. Особую актуальность эти задачи приобретают в сложных горно-геологических условиях отработки тонких угольных пластов, в частности, в слоистом массиве слабых пород, например, Западного Донбасса. В этой связи особое внимание уделено пластовым подготовительным выработкам по двум причинам: во-первых, данная группа выработок характеризуется наиболее неоднородной структурой и свойствами вмещающих пород; во-вторых, их состояние во многом предопределяет стабильность и надежность работы всей шахты.

Развитие горных работ от подготовки выемочного участка (или группы близлежащих участков) до его отработки достаточно продолжительно и на каждом промежутке времени состояние выработки меняется в силу интенсивного проявления горного давления в слабых породах. Поэтому важно иметь информацию о сдвигении массива на конкретном участке выработки к моменту подхода очистных работ для заблаговременного принятия решений по ее дальнейшему поддержанию. Рассматриваемую проблему обычно связывают с оценкой устойчивости выработки и в это понятие, как правило, вкладывают ряд вопросов по определению усредненного перемещения пород кровли, боков и почвы выработки, формированию нагрузки на крепь, расчет ее напряженно-деформированного состояния (НДС) и, в конечном итоге, выбор типового сечения выработки, обеспечивающего надлежащее ее состояние. Такой традиционный подход к прогнозированию устойчивости выработки, наряду с достаточной оперативностью выполнения требуемых расчетов, имеет ряд недостатков в части ограниченности критериев оценки состояния выработки. Ведь надежность эксплуатации выработки определяется не только устойчивостью ее крепи, а и рядом норм и требований правил безопасности, непосредственно связанных с транспортом, передвижением людей, вентиляцией и т.п. Эти критерии в некоторой степени взаимосвязаны, но и обладают также самостоятельностью. Например, рамная крепь подготовительной выработки благодаря своей податливости находится в устойчивом состоянии, а соответствующие зазоры при движении транспортных средств и расстояния для безопасного прохода людей уже не соблюдаются; или повсеместно распространенное в Западном Донбассе пучение почвы превышает допустимую величину безопасной эксплуатации рельсового пути; кроме того, потеря сечения выработки в результате осадки крепи в ряде случаев такова, что не обеспечивает пропуска требуемого объема свежего воздуха для проветривания выемочного участка или части шахтного поля, обслуживаемого данной подготовительной выработкой. Также следует учитывать локальные деформации крепи (например, изгиб стоек рамы в районе опор) или вдавливание стоек рам в почву, обычно наблюдаемое в выработках шахт Западного Донбасса. Приведенные примеры указывают на необходимость прогнозирования перемещения контура выработки по всему ее периметру (то есть, построение замк-

нудой эпюры перемещений контура рамной крепи и почвы выработки), а не усредненных значений по кровле, бокам и почве, как это осуществляется в отраслевых нормативных документах. Следовательно, необходим новый подход к прогнозу проявлений горного давления.

Выше отмечено только первое требование к разработанному методу прогноза эпюры перемещений контура выработки. Второе требование заключается в максимальной адекватности компьютерной модели реальным геомеханическим процессам, протекающим в окрестности пластовой подготовительной выработки. Реализация этого требования включает:

- отражение реальной структуры углевмещающей толщи пород;
- детальное пространственное моделирование всех конструктивно-технологических особенностей выработки и крепи;
- отражение полных диаграмм деформирования породы и крепежных материалов с использованием всей гаммы механических характеристик допредельного, предельного и запредельного состояний материала.

Исследование НДС системы «слоистый массив-крепь выработки» в рамках сформулированных требований невозможно без привлечения современных компьютерных программ наиболее используемого в геомеханических задачах метода конечных элементов. Однако отдельно взятый расчет НДС предельно конкретен и отражает одно сочетание геометрических и механических параметров системы. Для разработки определенных обобщенных рекомендаций необходим корреляционно-дисперсионный анализ результатов расчетов обширного массива вариантов сочетаний параметров системы, проведение которого также невозможно без использования мощной компьютерной техники. Таким образом, разработанный метод прогноза эпюры перемещений контура пластовой подготовительной выработки базируется на многофакторном компьютерном эксперименте, реализуемом современной вычислительной техникой с соответствующим программным обеспечением.

Практическим итогом проведенных в НГУ совместно с инженерно-техническими работниками шахт и объединений исследований является установление комплекса закономерностей развития эпюры перемещений контура выработки в зависимости от сочетания геомеханических параметров системы «слоистый массив-крепь выработки». Выявленные закономерности анализируются для конкретных горно-геологических и горнотехнических условий эксплуатации выработки через призму критериев оценки ее состояния: перемещения рамной крепи, безопасные зазоры и расстояния при движении транспорта и проходе людей, сохранность рельсового пути, надежность проветривания. Логическим завершением выполненных исследований в плане практического применения является создание методики комплексной оценки эксплуатационного состояния пластовой подготовительной выработки, которую иллюстрируют примеры расчетов для конкретной горно-геологической ситуации размещения выработки и дополняют справочные данные, позволяющие оперативно выполнять все расчеты и дать итоговую оценку непосредственно на шахте.

Кроме того, проблема поддержания подземных горных выработок ресурсосберегающими технологиями приобретает для шахт Западного Донбасса все большую актуальность по ряду основных причин: во-первых, неуклонная тенденция к усложнению горно-геологических условий разработки; во-вторых, постоянно растущие материальные и трудовые затраты на крепление и поддержание пластовых подготовительных выработок; в-третьих, необходимость ужесточения требований безопасного ведения подземных работ. В данной экономической ситуации наиболее перспективным остается направление повышения устойчивости горных выработок за счет упрочнения приконтурных пород и вовлечения их в работу по противодействию горному давлению. Мировой опыт подтверждает высокую эффективность методов упрочнения массива анкерами с образованием податливых крепежных конструкций повышенной несущей способности. Это отражено в решениях Министерства топлива и энергетики, например, по широкомасштабному применению анкерной крепи.

Очевидно, что максимальный эффект от упрочнения приконтурного массива достигается при установлении рациональных параметров его взаимодействия с поддерживающей крепью и с разупрочненным массивом в окрестности выработки. Поэтому успешное решение данной, безусловно, актуальной проблемы должно базироваться на принципах оптимизации режимов взаимодействия и взаимовлияния элементов триединой системы «массив-упрочненные породы-крепь» наряду с наиболее полным учетом особенностей упрочняющего эффекта от действия анкеров. Эти особенности, как показывает отечественная и мировая практика, характеризуются существенной дискретностью упрочняющего действия, которая накладывается на значительную неоднородность механических и геометрических параметров образованной грузонесущей конструкции в целом (названа нами подсистема «упрочненные породы-крепь»). Это обуславливает появление возмущений ее деформационно-силовой характеристики как в поперечном, так и продольном сечениях выработки. Данные факторы генерируют формирование пространственных изменений размеров зоны неустойчивого равновесия пород вокруг выработки и нагрузки на крепь от их веса. В совокупности отмеченные причины вызывают существенную непостоянность режимов взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь» в поперечном и продольном сечениях выработки, что отрицательно сказывается на ее устойчивости.

Таким образом, интенсификация ресурсосберегающих технологий обеспечения устойчивости горных выработок на основе более достоверного учета особенностей совместной работы элементов подсистемы «упрочненные породы-крепь» должна базироваться на пространственной оптимизации процесса их взаимодействия.

Глава 1 написана совместно с В.В. Фомичевым, главы 3 и 6 – с Р.Н. Свицуном, а приложения Б и В составлены А.Р. Мамайкиным.

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

1. ПРИМЕНЕНИЕ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ В РЕШЕНИИ ЗАДАЧ НЕЛИНЕЙНОЙ МЕХАНИКИ СПЛОШНЫХ СРЕД

1.1. РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

Численное решение прикладных задач во все времена занимало умы лучших ученых-математиков. Получение математического описания явления или процесса и их исследования привели к формированию целого направления в прикладной математике – математической физики. Анализ усложненных моделей потребовал создания специальных, численных методов решения задач. Названия некоторых из таких методов – Ньютона, Эйлера, Лобачевского, Гаусса, Чебышева, Эрмита – свидетельствуют о том, что их разработкой занимались крупнейшие ученые своего времени. Классическая математика, как известно, в основном нацелена на изучение явлений, имеющих линейный характер, то есть способна изучать ситуации, где причина приблизительно пропорциональна следствию. Изменение причины приводит к пропорциональному изменению следствия, то есть классические уравнения рассматривают неградиентные среды.

Начиная с 50-х годов XX столетия, наука вплотную приблизилась к изучению явлений, являющихся нелинейными, где причина и следствие не соизмеримы; именно благодаря таким явлениям возникли: электронные лампы, транзисторы, компьютеры, лазеры. В большинстве случаев данные явления очень плохо поддаются традиционным методам анализа. Описывающие их уравнения во многих случаях являются обыкновенными дифференциальными уравнениями, которые однако, не имеют решения формами записи. В дальнейшем, развиваясь и совершенствуясь при решении разнообразных задач, это направление теоретического анализа трансформировалось в новую современную технологию и методологию проведения теоретических исследований, которая получила название вычислительного эксперимента. Основой вычислительного эксперимента является математическое моделирование, теоретической базой – прикладная математика, а технической – мощные электронно-вычислительные машины.

Математические модели являются одним из основных инструментов познания человеком явлений окружающего мира. Под математическими моделями понимают основные закономерности и связи, присущие изучаемому явлению. Это могут быть формулы или уравнения, наборы правил или соглашений, выраженные в математической форме. Многие века в математике, механике, физике и других точных науках естествознания для описания изучаемых ими явлений использовались математические модели.

В основе любой математической модели лежит конкретный алгоритм, указывающий последовательность вычислительных и логических операций,

которые должны быть произведены для получения численного решения. С алгоритмами связана вся история математики. Само слово «алгоритм» является производным от имени средневекового узбекского ученого Аль-Хорезми. Еще древнегреческим ученым был известен алгоритм нахождения числа «пи» с высокой точностью. Ньютон предложил эффективный численный метод решения алгебраических уравнений, а Эйлер – численный метод решения обыкновенных дифференциальных уравнений. Как известно, модифицированные методы Ньютона и Эйлера до сих пор занимают почетное место в арсенале вычислительной математики.

Говоря о математическом моделировании, нельзя не обратить внимания на эволюционный процесс «смены» парадигм моделирования. Сейчас можно говорить о трех поколениях математического моделирования. На первом этапе речь чаще всего идет о математической записи отдельных феноменологических наблюдений над реальными объектами. Для них характерна простота описаний, типична линейность уравнений и малая размерность (часто воспроизводится всего одна или две переменных). Методы анализа связаны в основном с получением аналитических решений и графическим рассмотрением на фазовой плоскости (например, номограммы). Затем появляются модели, описывающие объект «во всей его полноте» – модель отражает его структуру и законы, по которым он функционирует – модели становятся существенно нелинейными, чисто математический аппарат дополняется логико-семантическим. Возрастает размерность, достигая нескольких десятков переменных. Такие модели называются «сложными», «большими», а рабочим инструментом на этом этапе становится вычислительный эксперимент. В настоящее время начинается переход к третьему поколению математических моделей – моделям виртуального мира. Виртуальное моделирование можно определить как воспроизведение трехмерного мира компьютерными средствами. Резко возрастает объем обрабатываемой и воспроизводимой информации (например, количество визуализируемых «деталей» достигает нескольких тысяч).

Начало развития технологии вычислительного эксперимента приходится на 50-е годы XX века. Дата появления первых серьезных результатов вычислительного эксперимента в СССР зафиксирована вполне официально - 1968 год, когда Госкомитет СССР по делам открытий и изобретений засвидетельствовал открытие явления, которого на самом деле никто не наблюдал. Это было открытие так называемого эффекта Т-слоя (температурного токового слоя в плазме). В данном случае вычислительный эксперимент предшествовал натурному. Натурные эксперименты «заказывались» по результатам математического моделирования.

Основатель нобелевских премий Альфред Нобель, как известно, исключил математику из числа наук, за достижения в которых присуждается эта высшая научная награда. Вместе с тем, современное математическое моделирование охватывает области исследований, до недавнего времени недоступные математике. В последние годы ряд Нобелевских премий по хи-

мии, медицине, экономике, физике элементарных частиц были присуждены работам, методологическую основу которых составляло математическое моделирование.

Вычислительный эксперимент в отличие от натуральных экспериментальных установок позволяет накапливать результаты, полученные при исследовании какого-либо круга задач, а затем быстро и гибко применять их к решению задач в совершенно других областях. Этим свойством обладают используемые универсальные математические модели.

Потребности вычислительного эксперимента при изучении явлений в наиболее сложных областях науки, таких, как проблемы физики элементарных частиц, геофизики и др., оказались связанными с необходимостью обеспечить предельно возможные вычислительные мощности. Выход был найден в коллективном использовании вычислительных мощностей, доступных исследователям через компьютерные сети.

Математическое моделирование и вычислительный эксперимент – ведущие методологии изучения глобальных моделей процессов и явлений на Земле, например климата Земли. Проведение работ по глобальному моделированию стимулировалось деятельностью Римского клуба, неправительственной организации. Первую из таких моделей опубликовал в 1971 г. американский специалист по теории управления Д. Форрестер.

Компьютерные игры, проведенные Д. Форрестером с глобальной моделью, показали, что в середине XXI века человечество ждет кризис, связанный прежде всего с истощением природных ресурсов, падением численности населения и производства продуктов, ростом загрязнения окружающей среды.

Известны результаты глобального моделирования явления «ядерной зимы», выполненные в Вычислительном Центре АН СССР В.В. Александровым и Г.Л. Стенчиковым под руководством академика Н.Н. Моисеева. Эти результаты дали человечеству, в том числе политикам, неопровержимые аргументы против ядерной войны, даже так называемой «ограниченной ядерной войны».

В Украине наука математического моделирования развивается с 60-х годов XX столетия и имеет большие традиции. Но часть накопленного тогда потенциала, получившая развитие в теории управления и ее применениях, до сих пор остается «невостребованной» современной наукой о моделировании.

Отметим, что многие фундаментальные проблемы прикладного моделирования впервые были выявлены И.А. Полетаевым. Он первым обратил внимание на утилитарность математических моделей, дав оригинальную классификацию моделей по целям их использования: «поисковая» модель – для проверки гипотез, «портретная», она же – демонстрационная, – для замены объекта в эксперименте (например, для тренажеров – что в то время рассматривалось едва ли не как научная фантастика) и, наконец, «исследовательская модель», что в современном понимании означает ориентацию на сложный вычислительный эксперимент.

К началу 70-х годов были обнаружены новые явления (а точнее на них обратили внимание), которые ранее не предполагались. Оказалось, например, что возникающая в условиях землетрясения или резкого взрыва уединённая волна, получившая название «Саметон», обладает удивительной устойчивостью. Это было смоделировано в численном эксперименте и наблюдалось на практике. Математическая теория этого нелинейного явления не была известна. Численные исследования позволили уяснить условия возникновения, распространения и свойства данного явления.

Исследования по механике жидкости и газа на основе уравнений Навье-Стокса имеют в нашей стране давние традиции. Начало им положено еще в первой половине 60-х годов в трудах участников семинара НИИ ВЦ МГУ по численным методам аэромеханики, работавшего под руководством Г.И. Петрова, Л.А. Чудова, Г.Ф. Теленина, Г.С. Рослякова. Эти работы успешно развивались благодаря достижениям советских и украинских ученых в вычислительной математике. Среди многих рассматривавшихся в то время классов задач – это задачи гидро- и аэродинамики, решение которых не могло быть получено в рамках теории пограничного слоя или невязкого газа. Эффективные численные методы и программы, разработанные для этого класса задач, позволили уже на ЭВМ второго поколения решить многие практически важные задачи, а также исследовать структуру нелинейных конвективных течений.

Появление ЭВМ коренным образом изменило ситуацию в области решения дифференциальных уравнений с частными производными. При этом число учитываемых членов ряда, представляющего поля напряжений или перемещений, может быть очень велико. В этом случае дифференциальные уравнения при помощи конечно-разностных методов аппроксимируются дискретными величинами, заданными в выбранных точках [1].

В период с 1850 по 1875 гг. благодаря усилиям Максвелла, Кастильяно и Мора, а до них – Навье и Сен-Венана, были выработаны основные концепции теории анализа стержневых конструкций, которые стали краеугольным камнем матричных методов строительной механики. Спустя 80 лет эти исследования стали основой метода конечных элементов (МКЭ).

Развитие теории и вспомогательных дисциплин, относящихся к МКЭ, было особенно слабым в период с 1875 по 1920 гг. Это происходило в основном из-за наличия реальных трудностей при решении алгебраических уравнений, как только число неизвестных становилось большим. Для конструкций, представляющих наибольший интерес в то время, – рам и ферм – почти всегда применялся подход, основанный на задании распределения напряжений с параметрами нагрузки в качестве неизвестных.

Приблизительно в 1920 г. усилиями Мэйни в США и Остенфельда в Нидерландах были сформулированы основные идеи численного исследования рамных и фермовых конструкций, основанного на задании перемещений в качестве неизвестных параметров. Эти разработки предшествовали современным матричным методам исследования конструкций. До тех пор пока в 1932 г. Харди Кросс не предложил метод моментальных распределений,

важнейшим сдерживающим фактором при анализе являлась размерность задач, определяемая числом неизвестных параметров перемещений или нагрузок. Метод моментных распределений позволил численно исследовать поведение конструкций в задачах, на порядок более сложных, чем самые трудные из задач, которые решались с помощью ранее существовавших методов. Этот метод стал основой численного исследования поведения конструкций на следующие 25 лет.

Вычислительные машины появились в начале пятидесятых годов, однако их действенная значимость как в теоретических, так и в прикладных аспектах не была столь очевидной в то время. Все же некоторые ученые, предвидевшие влияние, которое окажут вычислительные машины, предприняли попытки сформулировать в удобной для компьютеров матричной форме хорошо разработанные к тому времени алгоритмы расчета фермовых конструкций.

В исследованиях Аргириса, Келси и Тернера были объединены подходы, используемые при расчете фермовых конструкций, с подходами, применяемыми при расчете сплошных сред. Эти работы оказали решающее влияние на развитие метода конечных элементов в последующие годы. Уже к 1950 г. в работах Куранта, Мак-Генри и Хренникова были отображены почти все ключевые моменты, присущие при решении задач методом конечных элементов. Особенно важна работа Куранта, так как в ней рассмотрены задачи, описываемые уравнениями, относящимися не только к механике конструкций.

Начиная с середины 50-х годов, метод конечных элементов в своем развитии прошел через ряд непрерывных модификаций. В развитии МКЭ принимали участие такие ученые как Зенкевич, Оден, Фриз, Победра и др. Исследователи выписали конечно-элементные соотношения для твердого деформированного тела, изгибаемых пластин и других конструктивных форм. Как только были получены соотношения для исследования статического поведения линейно упругого материала, внимание специалистов было переключено на такие аспекты, как динамическое поведение, выпучивание, а также геометрическая и физическая нелинейности. Вслед за этими исследованиями наступил период интенсивного развития вычислительных программ, реализующих МКЭ и позволяющие огромному числу практиков использовать их результаты в своих работах.

1.2. АНАЛИЗ БАЗОВЫХ ПРИНЦИПОВ ПОСТРОЕНИЯ РАЗНОСТНЫХ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ В МЕХАНИКЕ СПЛОШНЫХ СРЕД

Основой большинства современных вычислительных экспериментов являются разностные численные методы [1-3]. Эти методы нашли широкое применение в таких сферах решения научно-прикладных задач как строительная механика, геомеханика, теория упругости, электро- и теплодинамика, течение жидкостей и т.п. За более чем полувековую историю развития разностных методов накоплен большой объем алгоритмов, которые в соче-

тании с современными вычислительными мощностями позволяют получать высокоточные результаты в прикладных научных исследованиях разнообразных естественных объектов, в том числе и в геомеханике.

Пионером сеточных численных методов стал метод конечных разностей [4]. Поэтому, для понимания основ, заложенных в любой разностный численный метод, необходимо рассмотреть принципы, на которых базируется данный метод.

Идея метода конечных разностей основана на замене обыкновенных и частных производных, входящих в дифференциальные уравнения и соотношения, описывающую ту или иную физическую задачу, их приближенными выражениями, в которых дифференциалы аргументов ∂x , ∂y и функции $\partial f(x, y)$ заменены конечными приращениями. Очевидно, что если двумерную область на рисунке 1.1 разбить прямоугольной сеткой с равными шагами h_x и h_y в каждом из двух взаимно перпендикулярных направлениях, то в точке с координатами x_m , y_m можно записать

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial x} &= \frac{1}{2h_x}(f_{m+1,n} - f_{m-1,n}); & \frac{\partial f}{\partial y} &= \frac{1}{2h_y}(f_{m,n+1} - f_{m,n-1}); \\ \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} &= \frac{1}{h_x^2}(f_{m+1,n} - 2f_{m,n} + f_{m-1,n}); \\ \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} &= \frac{1}{h_y^2}(f_{m,n+1} - 2f_{m,n} + f_{m,n-1}); \\ \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y} &= \frac{1}{4h_x h_y}(f_{m+1,n+1} - f_{m-1,n+1} - f_{m+1,n-1} + f_{m-1,n-1}); \\ \frac{\partial^4 f}{\partial x^4} &= -\frac{1}{h_x^4}(f_{m+2,n} - 4f_{m+1,n} + 6f_{m,n} - 4f_{m-1,n} + f_{m-2,n}); \\ \frac{\partial^4 f}{\partial y^4} &= -\frac{1}{h_y^4}(f_{m,n+2} - 4f_{m,n+1} + 6f_{m,n} - 4f_{m,n-1} + f_{m,n-2}); \\ \frac{\partial^4 f}{\partial x^2 \partial y^2} &= \frac{1}{h_x^2 h_y^2} \left(f_{m+1,n+1} + f_{m+1,n-1} - 2f_{m+1,n} - 2f_{m,n+1} + \right. \\ &\quad \left. + 4f_{m,n} - 2f_{m,n-1} - 2f_{m-1,n} + f_{m-1,n+1} + f_{m-1,n-1} \right) \end{aligned} \right\} \quad (1.1)$$

где $f_{i,k}$ – значение функции $f(x, y)$ в точке с координатами x_i , y_k .

Замена дифференциальных соотношений разностными не вызывает затруднений и выполняется чисто механически: действующую нагрузку и правые части дифференциальных уравнений представляют в виде факторов, отнесенных к узлам сетки. Намного сложнее представить граничные краевые условия в конечноразностном описании.

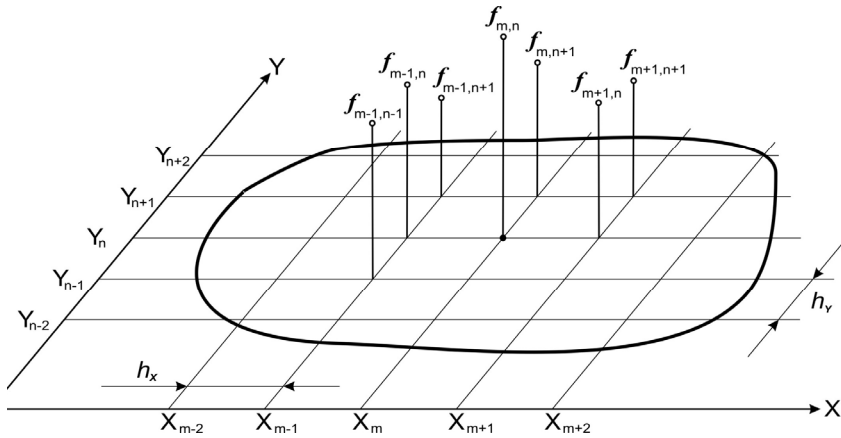


Рис. 1.1. Схема метода конечных разностей

Для реализации граничных условий следует ввести в рассмотрение точки пересечения линий сетки, находящиеся за контуром рассматриваемой области. Если законтурная точка находится у края области, параллельной оси y (рис. 1.2, а), то

$$f_{m+1,n} = f_{m,n} + 2h_x \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_{m,n}, \quad (1.2)$$

если законтурная точка находится у края области, параллельной оси x (рис. 1.2, б), то

$$f_{m,n+1} = f_{m,n} + 2h_y \left(\frac{\partial f}{\partial y} \right)_{m,n}, \quad (1.3)$$

причем $\frac{\partial f}{\partial x}$ и $\frac{\partial f}{\partial y}$ являются соответствующими производными.

Интерес представляет рассмотрение областей с криволинейными контурами, когда граница не совпадает с линиями ортогональных сеток (рис. 1.3). В этом случае следует различать контур заданной области L и контур сеточной области M , аппроксимирующей заданную. При расчете в этом случае граничные значения должны быть заданы в точках сеточной области, тогда как известны они на границе первоначальной области. При решении первой краевой задачи (задачи Дирихле), когда на границе задаются значения искомой функции, необходимо эти значения перенести на контур сеточной области так, чтобы после отыскания решения значения искомой функции на контуре первоначальной области совпали с теми граничными значениями, которые были заданы на этом контуре. Но такой переход может быть выполнен лишь

после того, как будут найдены значения функции во внутренних точках области, то есть тогда, когда будет решена поставленная задача. В связи с этим удовлетворение граничных условий может быть выполнено лишь путем последовательных приближений, причем переход к точкам контура может быть произведен по формуле

$$f_1 = \frac{hf_0 - \delta f_2}{h - \delta} \quad (1.4)$$

для варианта, изображенного на рис. 1.4, а и по формуле

$$f_1 = \frac{hf_0 + \delta f_2}{h + \delta} \quad (1.5)$$

для варианта изображенного на рис. 1.4, б.

Решение методом конечных разностей задачи о плоском напряженном состоянии и плоской деформации сводится к бигармоническому уравнению

$$\nabla^2 \nabla^2 \varphi = 0, \quad (1.6)$$

где $\varphi(x, y)$ – функция напряжения.

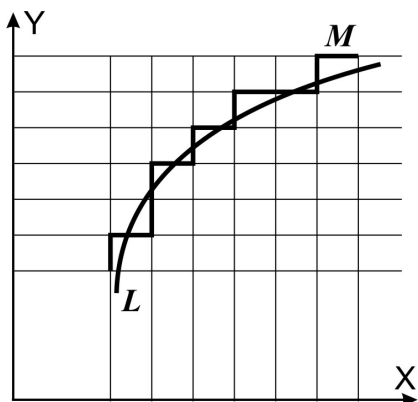


Рис. 1.3. Приближение криволинейного контура к границам сеточной области

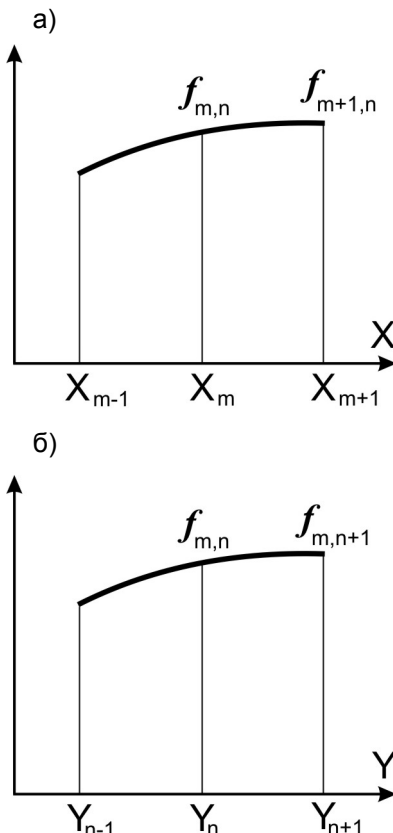


Рис. 1.2. Реализация крайних граничных условий: а) по оси X ; б) по оси Y

Данное уравнение может быть усложнено дополнительным учетом различных факторов: упругости основания, силы инерции в задачах динамики и т.д. В таких случаях левая часть уравнения может включать либо функции, либо их вторые производные по координатам. Представим оператор Лапласа $\nabla^2 f$ в прямоугольной системе координат

$$\nabla^2 f = \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2}. \quad (1.7)$$

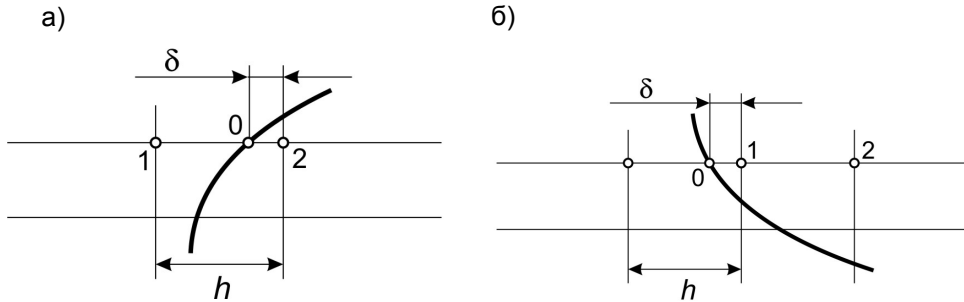


Рис. 1.4. Схема удовлетворения граничных условий криволинейного контура:
а) участок выпуклого контура; б) участок вогнутого контура

Если теперь воспользоваться выражениями (1.1), определяющими производные через конечные разности, то, составляя оператор Лапласа относительно узла с координатами x_m, y_n , получим

$$\nabla^2 f = \frac{1}{h_x^2} (f_{m+1,n} - 2f_{m,n} + f_{m-1,n}) + \frac{1}{h_y^2} (f_{m,n+1} - 2f_{m,n} + f_{m,n-1}). \quad (1.8)$$

Бигармонический оператор при этом имеет вид

$$\begin{aligned} \nabla^2 \nabla^2 f = & \frac{1}{h_x^4} (f_{m-2,n} - 4f_{m-1,n} + 6f_{m,n} - 4f_{m+1,n} + f_{m+2,n}) + \frac{2}{h_x^2 h_y^2} \times \\ & \times \left(f_{m-1,n-1} + f_{m-1,n+1} - 2f_{m-1,n} - 2f_{m,n-1} + \right. \\ & \left. + 4f_{m,n} - 2f_{m+1,n} - 2f_{m,n+1} + f_{m+1,n-1} + f_{m+1,n+1} \right) + \frac{1}{h_y^2} \times \\ & \times (f_{m,n-2} - 4f_{m,n-1} + 6f_{m,n} - 4f_{m,n+1} + f_{m,n+2}). \end{aligned} \quad (1.9)$$

Аналогично представляется возможным получить конечноразностные выражения для производных и соответствующих дифференциальных операторов.

Теперь, в качестве примера, рассмотрим решение задачи о напряженном состоянии плоской пластины. Для этого используем бигармоническое уравнение (1.6) и учтем в нем соответствующие граничные условия. В нашем случае граничные условия задаются в напряжениях (первая основная задача).

Связь между функцией напряжения и контурными напряжениями можно представить следующими дифференциальными соотношениями

$$p_{nx} = \frac{\partial}{\partial S} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y} \right); \quad p_{ny} = \frac{\partial}{\partial S} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x} \right), \quad (1.10)$$

где p_{nx} и p_{ny} составляющие контурных напряжений соответственно вдоль осей x и y (рис. 1.5), а положительное направление обхода контура, соответствующее координате S , принято в односвязной области по часовой стрелке.

Используем рамную аналогию для перехода от заданных напряжений к функции напряжений φ . Выполним замену заданного контура (рис. 1.6, а) рамой (рис. 1.6, б), нагруженной теми же силами, что и контур рассматриваемой области. При этом изгибающие моменты равны функции напряжений φ на контуре, а

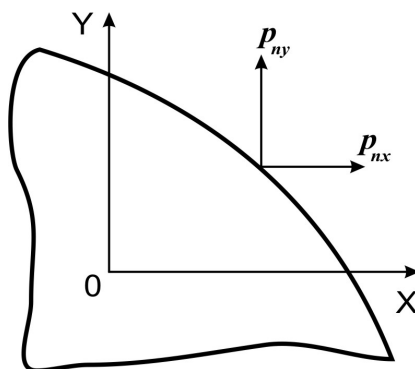


Рис. 1.5. Схема представления напряжений на контуре области

нормальные и поперечные силы соответственно равны производным $\frac{\partial \varphi}{\partial N}$ и

$\frac{\partial \varphi}{\partial S}$ от функции напряжений по внешней нормали N и координате S .

Зная функцию φ внутри рассматриваемой области, напряжения можно определить из известных дифференциальных соотношений

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y}. \quad (1.11)$$

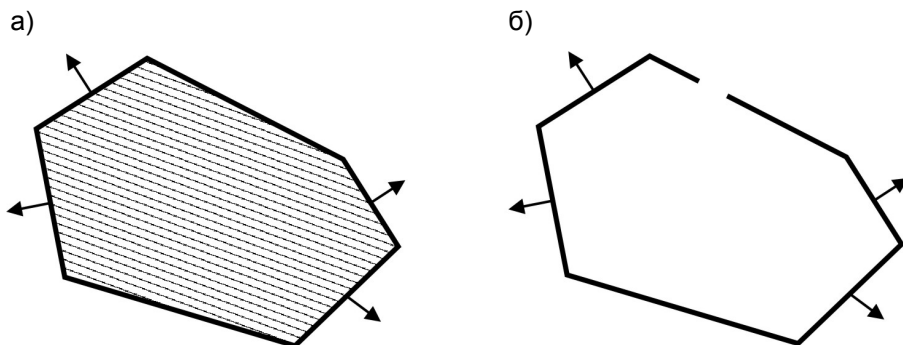


Рис. 1.6. Схематическое представление замены заданного контура (а) рамой (б)

При решении плоской задачи теории упругости методом конечных разностей бигармоническое уравнение при разных значениях шагов сетки h_x и h_y имеет вид

$$\begin{aligned} & \left[6 \left(K + \frac{1}{K} \right) + 8 \right] \varphi_{m,n} - 4 \left[\begin{aligned} & (1+K)(\varphi_{m-1,n} + \varphi_{m+1,n}) + \\ & \left(1 + \frac{1}{K} \right) (\varphi_{m,n-1} + \varphi_{m,n+1}) \end{aligned} \right] + \\ & + 2(\varphi_{m-1,n-1} + \varphi_{m-1,n+1} + \varphi_{m+1,n-1} + \varphi_{m+1,n+1}) + \\ & + K(\varphi_{m-2,n} + \varphi_{m+2,n}) + \frac{1}{K}(\varphi_{m,n-2} + \varphi_{m,n+2}) = 0, \end{aligned} \quad (1.12)$$

где $K = (h_y/h_x)^2$.

При составлении уравнений для точек, находящихся на расстоянии одного или двух шагов от края области, в уравнения входят контурные значения функции напряжений, а для предконтурных точек – значения в законтурных точках, определяемые выражениями, если край параллелен:

$$\text{оси } X - \varphi_{m+1,n} = \varphi_{m-1,n} + 2h_x(\partial\varphi/\partial N)_{m,n};$$

$$\text{оси } Y - \varphi_{m,n+1} = \varphi_{m,n-1} + 2h_y(\partial\varphi/\partial N)_{m,n}.$$

Далее для всех внутренних узлов составляют уравнения вида (1.12) и находят значения функции напряжений во всех узлах сетки. Затем определяем нормальные напряжения в точке, соответствующей узлу m, n

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{1}{h_y^2} (\varphi_{m,n+1} - 2\varphi_{m,n} + \varphi_{m,n-1}); \\ \sigma_x &= \frac{1}{h_x^2} (\varphi_{m+1,n} - 2\varphi_{m,n} + \varphi_{m-1,n}). \end{aligned} \right\} \quad (1.13)$$

и касательное в центре прямоугольника, образуемого узлами $m, n; m, n+1; m+1, n+1; m+1, n$,

$$\tau_{xy} = -\frac{1}{h_x h_y} (\varphi_{m+1,n+1} - \varphi_{m,n+1} - \varphi_{m+1,n} + \varphi_{m,n}). \quad (1.14)$$

Метод конечных разностей, широко используемый для решения плоских задач, становится достаточно громоздким в случае областей со сложным контуром. Метод конечного элемента, который будет рассмотрен далее, требует значительных вычислительных затрат. Промежуточную позицию занимает метод граничных элементов.

Достоинством данного метода является возможность существенно понизить порядок систем алгебраических уравнений при решении сложных задач по сравнению с методами конечных разностей и конечного элемента [8], так как отпадает необходимость в составлении уравнений относительно точек, расположенных внутри и вне рассматриваемой области.

Предположим, что на плоскости имеется некоторая область – пластина единичной толщины, внутри и на контуре которой приложены заданные нагрузки. Заменим исходную пластину (рис. 1.7, а) на некоторую другую пластину (рис. 1.7, б) из того же материала, но включающую заданную область и в пределах данной области аналогично нагруженную. В качестве расширенной области всегда можно выбрать такую конечную или бесконечную область, для которой достаточно просто получить решение.

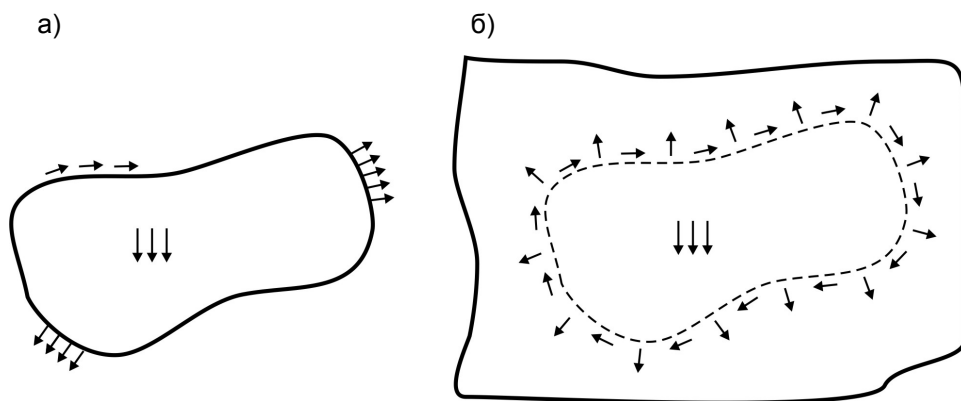


Рис. 1.7. Схема преобразования реальной области (а) на расчетную область (б) в методе граничных элементов для плоскости

Теперь в расширенной области необходимо получить по контуру заданной области неизвестные нагрузки. Чтобы напряженно-деформированное состояние внутри контура заданной области расширенной системы совпало с напряженно-деформированным состоянием самой заданной области, необходимо, чтобы напряжения по контуру были тождественны контурным нагрузкам в заданной области. Удовлетворение отмеченному выше условию приводит к соответствующим уравнениям, позволяющим найти неизвестные внешние нагрузки в расширенной области и определить окончательные значения напряжений и перемещений.

Выше предполагалось наличие на контуре только силовых факторов, тогда как на отдельные точки или участки контура могут быть наложены геометрические связи, препятствующие линейным или угловым перемещениям. В случае рассредоточенных нагрузок на контуре или рассредоточенных кинематических связей соответствующие условия представляют в интегральном виде,

причем одним из наиболее распространенных приемов решения этих уравнений связан с дискретизацией условий и заменой интегралов конечными суммами. При этом число неизвестных определяется лишь краевыми условиями, тогда как неизвестных значений внутри контура может и не быть.

Решим методом граничных элементов задачу о распределении напряжений в балке-стенке, представленной на рис. 1.8, а. Заменяем рассматриваемую конструкцию неограниченной плоскостью, внутри которой действует заданная система сил. Разобьем контур заданной области на ряд участков и на каждом из них приложим неизвестную распределенную нагрузку, как это показано на рис. 1.8, б (условно – распределенные нагрузки изображены как сосредоточенные).

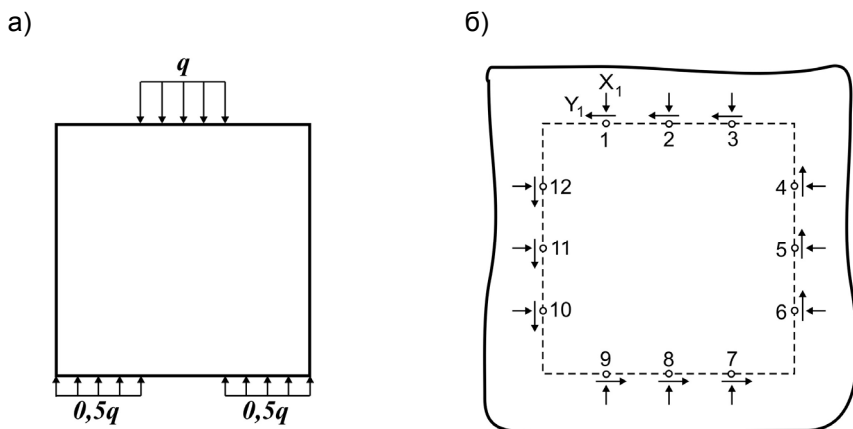


Рис. 1.8. Схема преобразований в методе граничных элементов на примере нагружения балки-стенки: а) исходная схема нагружения; б) расчетная схема МГЭ

Теперь, рассматривая грани заданной области как ряд основных систем, можно ограничиться решением задачи в виде приложения нагрузок на полуплоскости [5].

Определим перемещения и напряжения, вызванные равномерно распределенной нагрузкой q , приложенной на участке длиной d (рис. 1.9, а). Для решения поставленной задачи эту нагрузку представим в виде суммы двух нагрузок, как показано на рис. 1.9, б и 1.9, в.

Значения напряжений σ_r , σ_θ , $\tau_{r\theta}$ определяются для рис. 1.9, б, в по формулам

$$\sigma_r = \frac{q}{\pi} \theta; \quad \sigma_\theta = \frac{q}{\pi} \theta; \quad \tau_{r\theta} = -\frac{q}{2\pi},$$

где θ – это либо θ_K , либо θ_H .

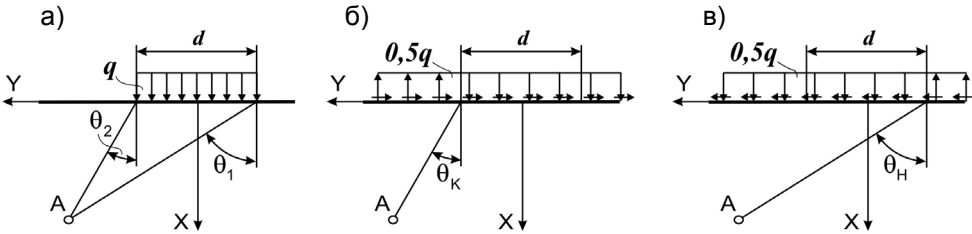


Рис. 1.9. Замена нагрузки на контуре (а) суммой двух нагрузок (б, в)

Для определения смещений вдоль радиуса u и в направлении перпендикулярном ему, используя геометрические и физические уравнения, получим

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial r} &= \frac{q(1-\mu)}{\pi E} \theta; \\ \frac{u}{r} + \frac{\partial v}{r \partial \theta} &= \frac{q(1-\mu)}{\pi E} \theta; \\ \frac{\partial u}{r \partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} &= -\frac{q(1+\mu)}{\pi E} \theta, \end{aligned} \right\}, \quad (1.15)$$

где E и μ - модуль упругости и коэффициент Пуассона материала пластины.

Проинтегрируем первые два уравнения системы (1.15)

$$u = [\theta r + f(\theta)](1-\mu)q/\pi E; \quad v = [-\int f(\theta)d\theta + F(r)](1-\mu)q/\pi E.$$

Подставим найденные решения в третье уравнение системы (1.15)

$$\frac{\partial f(\theta)}{\partial \theta} + \int f(\theta)d\theta = D; \quad r \frac{\partial F(r)}{\partial r} - F(r) + \frac{2}{1-\mu} = D,$$

откуда следует, что

$$f(\theta) = A \sin \theta + B \cos \theta; \quad F(r) = Cr + \frac{2}{1-\mu} r \ln r. \quad (1.16)$$

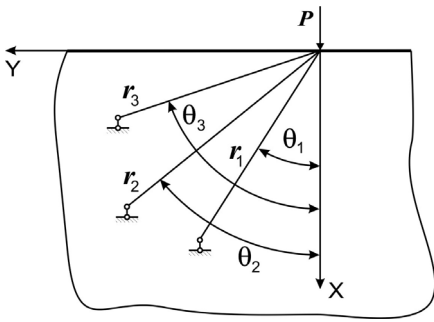
Таким образом,

$$\left. \begin{aligned} u &= q(1-\mu)/\pi E (\theta r + A \sin \theta + B \cos \theta); \\ v &= q(1-\mu)/\pi E (A \cos \theta - B \sin \theta + Cr + 2/(1-\mu) r \ln r). \end{aligned} \right\} \quad (1.17)$$

Вертикальные и горизонтальные компоненты перемещений равны

$$\left. \begin{aligned} u_x = u \cos \theta - v \sin \theta &= \frac{q(1-\mu)}{\pi E} \left(\theta r \cos \theta - \frac{2}{1-\mu} r \ln r \sin \theta + B - Cr \sin \theta \right); \\ u_y = u \sin \theta + v \cos \theta &= \frac{q(1-\mu)}{\pi E} \left(\theta r \sin \theta + \frac{2}{1-\mu} r \ln r \cos \theta + A + Cr \cos \theta \right). \end{aligned} \right\} \quad (1.18)$$

Предполагая крепление полуплоскости в трех точках, аналогично тому, как показано на рис. 1.10, найдем произвольные постоянные A , B и C при помощи следующих выражений



$$\left\{ \begin{matrix} A \\ B \\ C \end{matrix} \right\} = \frac{q(1-\mu)}{\pi E (r_1 \sin \theta_1 - r_2 \sin \theta_2)} \times$$

$$\times \begin{bmatrix} r_3 \cos \theta_3 & -r_3 \sin \theta_3 & r_1 \sin \theta_1 - r_2 \sin \theta_2 \\ -r_2 \sin \theta_2 & r_1 \sin \theta_1 & 0 \\ -1 & 1 & 0 \end{bmatrix} \times$$

$$\times \left\{ \begin{matrix} -\theta_1 r_1 \cos \theta_1 + 2/(1-\mu) r_1 \ln r_1 \sin \theta_1 \\ -\theta_2 r_2 \cos \theta_2 + 2/(1-\mu) r_2 \ln r_2 \sin \theta_2 \\ -\theta_3 r_3 \sin \theta_3 - 2/(1-\mu) r_3 \ln r_3 \cos \theta_3 \end{matrix} \right\} \quad (1.19)$$

Рис. 1.10. Схема крепления полуплоскости

Накладывая два решения для вариантов загрузки, изображенных на рис. 1.9, б и 1.9, в, получаем окончательные формулы для определения напряжений в соответствии с рис. 1.9, а

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= -\frac{q}{\pi} (\theta_H - \theta_K) - \frac{q}{2\pi} (\sin 2\theta_H - \sin 2\theta_K); \\ \sigma_x &= -\frac{q}{\pi} (\theta_H - \theta_K) + \frac{q}{2\pi} (\sin 2\theta_H - \sin 2\theta_K); \\ \tau_{xy} &= \frac{q}{2\pi} (\cos 2\theta_H - \cos 2\theta_K). \end{aligned} \right\} \quad (1.20)$$

Перемещения вдоль координатных осей X и Y находят по формулам

$$\left. \begin{aligned} u_x &= \frac{q(1-\mu)}{\pi E} \left(\theta_K r_K \cos \theta_K - \frac{2}{1-\mu} r_K \ln r_K \sin \theta_K + B_K - C_K r_K \sin \theta_K - \right. \\ &\quad \left. - \theta_H r_H \cos \theta_H + \frac{2}{1-\mu} r_H \ln r_H \sin \theta_H - B_H + C_H r_H \sin \theta_H \right); \end{aligned} \right\} \quad (1.21)$$

$$u_Y = \frac{q(1-\mu)}{\pi E} \left(\theta_K r_K \sin \theta_K + \frac{2}{1-\mu} r_K \ln r_K \cos \theta_K + A_K + C_K r_K \cos \theta_K - \right. \\ \left. - \theta_H r_H \sin \theta_H - \frac{2}{1-\mu} r_H \ln r_H \cos \theta_H - A_H - C_H r_H \cos \theta_H \right). \quad (1.22)$$

Аналогично, путем простых преобразований найдем решение задачи о действии на полуплоскость касательных сил q , распределенных на участке длиной d .

Результатирующие уравнения для определения напряжений будут иметь вид

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \tau/2\pi (\cos^2 \theta_K - \cos^2 \theta_H); \\ \sigma_x &= -2\tau/\pi (\ln(\sin \theta_K / \sin \theta_H) + \theta_K - \theta_H/2); \\ \tau_{xy} &= \tau/\pi (\cos \theta_K \cos \theta_K - \cos \theta_H \cos \theta_H + \theta_K - \theta_H). \end{aligned} \right\} \quad (1.23)$$

При пользовании выше приведенной формулой, следует иметь в виду, что для точек, расположенных на поверхности, следует положить

$$\ln(\sin \theta_K / \sin \theta_H) = 0.$$

Для определения перемещений, вызванных касательной распределенной нагрузкой (рис. 1.11), часто используют формулы, полученные для сосредоточенной касательной силы

$$\left. \begin{aligned} u &= -(2 \cos \theta \ln r - (1-\mu)\theta \sin \theta)T/\pi E + A \sin \theta + B \cos \theta; \\ v &= (2 \sin \theta (\ln r - \mu) - (1-\mu)(\sin \theta - \theta \cos \theta))T/\pi E + \\ &+ A \cos \theta - B \sin \theta + Cr \end{aligned} \right\}, \quad (1.24)$$

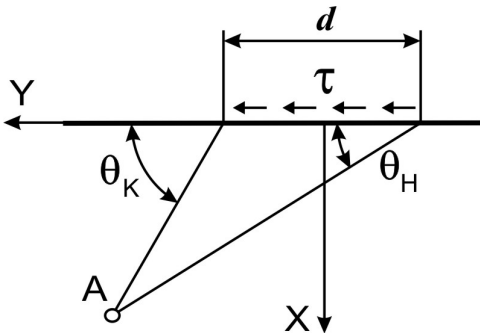


Рис. 1.11. Схема расчета касательной распределенной нагрузки

где T – приведенная к точечной распределенная касательная нагрузка τ . Эти выражения обеспечивают приемлемую точность в расчетах, правда, не могут быть справедливы для точек, непосредственно примыкающих к поверхности приложения нагрузок.

По приведенным выше формулам от каждой неизвестной силы находим нормальные и касательные напряжения в каждой из пронумерованных точек. Составляем систему канонических уравнений с

учетом того, что в точках на контуре расширенной области соответствующие напряжения и перемещения равны известным напряжениям и перемещениям, возникающим на контуре заданной области. Решая полученную систему уравнений, определим искомые напряжения, после чего становится возможным определить напряженно-деформированное состояние системы полностью. Но, при определении деформированного состояния незакрепленного исходного объекта, необходимо закрепление расширенной области, в результате чего могут быть определены лишь взаимные перемещения отдельных точек тела.

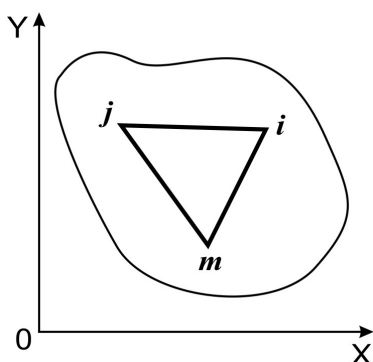


Рис. 1.12. Треугольный конечный элемент в односвязной плоской области

В основу метода конечных элементов положено расчленение рассматриваемой области на отдельные элементы простой геометрической конфигурации [6], причем достаточно широкие возможности открываются уже при использовании в расчетах элементов прямоугольной и треугольной формы. Сочленение элементов осуществляется в узлах, в которых полностью удовлетворяются условия равновесия и неразрывности перемещений. Разрезание рассматриваемой области приводит к кажущемуся нарушению условий неразрывности перемещений на участках между узлами, в значительной степени компенсируемому предположением о линейном законе изменения напряжений в

любом сечении элементарного элемента. Это обуславливает наложение на деформации элемента сильно ограничивающих их связей, которые, с одной стороны, имеют тенденцию улучшить условия соблюдения неразрывности деформации, а с другой, – не вызывают концентрации напряжений в узловых точках.

Рассмотрим односвязную плоскую область (рис. 1.12), внутри которой выделен треугольный конечный элемент. Его узлы обозначим буквами i , j , m . Предположим, что заданная область не испытывает внутренних начальных напряжений и находится под воздействием только внешних нагрузок.

Перемещение любой точки внутри элемента может быть определено вектором-функцией $\{f(x, y)\}$ вида

$$\{f(x, y)\} = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix}. \quad (1.25)$$

Перемещение каждого узла, например, узла i треугольного элемента, характеризуется вектором

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix}. \quad (1.26)$$

Деформации в некоторой точке элемента определяются вектором-функцией

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ \partial u / \partial y + \partial v / \partial x \end{Bmatrix}, \quad (1.27)$$

причем между деформациями и перемещениями узлов можно установить связь вида

$$\{\varepsilon\} = [B]\{\delta\}. \quad (1.28)$$

В соответствии с законом Гука

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (1.29)$$

где

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}.$$

В случае изотропного материала для плоского напряженного состояния имеем

$$[D] = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{bmatrix}. \quad (1.30)$$

Для плоской деформации

$$[D] = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 \\ \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{bmatrix}. \quad (1.31)$$

Введем в рассмотрение для треугольного элемента эквивалентные узловые силы, определяемые вектором

$$\{R\} = \begin{Bmatrix} \bar{R}_i \\ \bar{R}_j \\ \bar{R}_m \end{Bmatrix}, \quad (1.32)$$

где, например,

$$\bar{R}_i = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \end{Bmatrix},$$

U_i и V_i – проекции силы, действующей в узле по горизонтальному и вертикальному направлениям.

Распределенную нагрузку, отнесенную к единице объема элемента, обозначим

$$\{R_p\} = \begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix}. \quad (1.33)$$

В случае трансверсально-изотропного материала при отнесении осей x и y к главным осям анизотропии при плоском напряженном состоянии получим

$$[D] = \frac{E_2}{1 - \alpha\mu_2^2} \begin{bmatrix} \alpha & \alpha\mu_2 & 0 \\ \alpha\mu_2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \beta(1 - \alpha\mu_2^2) \end{bmatrix}, \quad (1.34)$$

а при плоской деформации

$$[D] = \frac{E_2}{(1 + \mu_1)(1 - \mu_1 - 2\alpha\mu_2^2)} \times \begin{bmatrix} \alpha(1 - \alpha\mu_2^2) & \alpha\mu_2(1 + \mu_1) & 0 \\ \alpha\mu_2(1 + \mu_1) & 1 - \mu_1^2 & 0 \\ 0 & 0 & \beta(1 + \mu_1) \times (1 - \mu_1 - 2\alpha\mu_2^2) \end{bmatrix}, \quad (1.35)$$

где $\alpha = E_1/E_2$, $\beta = G/E_2$.

Симметрия матрицы $[D]$ является следствием теоремы взаимности [6].

Для того чтобы эквивалентные узловые силы были статически эквивалентны краевым напряжениям и распределенной нагрузке, рассмотрим работу внешних и внутренних сил на возможных перемещениях, учтя при этом, что перемещение любой точки внутри элемента связано с узловыми перемещениями соотношением

$$\{f\} = [\Phi]^T \{\delta\}, \quad (1.36)$$

где $[\Phi]^T$ – матрица, транспонированная к матрице

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} [E]\Phi_i(x, y) \\ [E]\Phi_j(x, y) \\ [E]\Phi_m(x, y) \end{bmatrix},$$

а $\Phi_i(x, y)$, $\Phi_j(x, y)$, $\Phi_m(x, y)$ – некоторые функции положения точки, которые будут конкретизированы ниже.

Возможная работа узловых сил равна $\{\delta\}^T \{F\}$.

Возможная работа внутренних и объемных сил составляет

$$\{\varepsilon\}^T \{\sigma\} - \{f\}^T \{R_p\} = ([B]\{\delta\})^T \{\sigma\} - ([\Phi]^T \{\delta\})^T \{R_p\}. \quad (1.37)$$

Получаем полное уравнение возможных работ

$$\{\delta\}^T \{F\} = \{\delta\}^T \left(\iint_F [B]^T \{\sigma\} dF - \iint_F [\Phi]^T \{R_p\} dF \right), \quad (1.38)$$

откуда путем соответствующего преобразования можно получить

$$\{F\} = [k]\{\delta\} + \{F_p\}, \quad (1.39)$$

где

$$[k] = \iint_F [B]^T [D] [B] dF, \quad (1.40)$$

$$\{F_p\} = -\iint_F [\Phi]^T \{R_p\} dF.$$

Как уже отмечалось ранее, наиболее простое предположение связано с принятием линейной зависимости перемещений от координат узлов рассматриваемого элемента (рис. 1.13) в виде

$$\left. \begin{aligned} u &= A_1 + A_2x + A_3y; \\ v &= A_4 + A_5x + A_6y, \end{aligned} \right\} \quad (1.41)$$

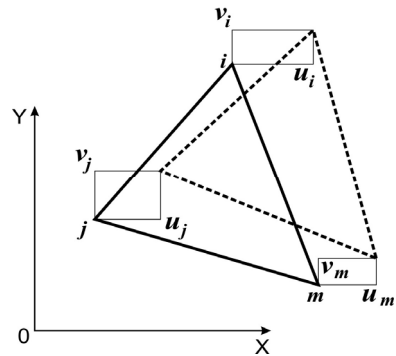


Рис. 1.13. Схема обоснования линейной связи перемещений и координат узлов элементов

где шесть неизвестных коэффициентов определяются через известные перемещения x_i , y_i , x_j , y_j , x_m , y_m с помощью следующих двух систем

$$\left. \begin{aligned} u_i &= A_1 + A_2x_i + A_3y_i; \\ u_j &= A_1 + A_2x_j + A_3y_j; \\ u_m &= A_1 + A_3x_m + A_3y_m; \end{aligned} \right\} \quad (1.42)$$

$$\left. \begin{aligned} v_i &= A_4 + A_5x_i + A_6y_i; \\ v_j &= A_4 + A_5x_j + A_6y_j; \\ v_m &= A_4 + A_5x_m + A_6y_m. \end{aligned} \right\}$$

Решив эти системы уравнений, получим

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1}{2\Delta} \left[\begin{aligned} &(a_i + b_ix + c_yi)u_i + (a_j + b_jx + c_jy)u_j + \\ &+ (a_m + b_mx + c_my)u_m \end{aligned} \right]; \\ v &= \frac{1}{2\Delta} \left[\begin{aligned} &(a_i + b_ix + c_yi)v_i + (a_j + b_jx + c_jy)v_j + \\ &+ (a_m + b_mx + c_my)v_m \end{aligned} \right]; \end{aligned} \right\} \quad (1.43)$$

где

$$\left. \begin{aligned} a_i &= x_jy_m - x_my_j; & a_j &= x_my_i - x_iy_m; & a_m &= x_iy_j - x_jy_i; \\ b_i &= y_j - y_m; & b_j &= y_m - y_i; & b_m &= y_i - y_j; \\ c_i &= x_m - x_j; & c_j &= x_i - x_m; & c_m &= x_j - x_i; \end{aligned} \right\};$$

$$2\Delta = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{bmatrix}, \text{ причем } \Delta - \text{площадь треугольника } ijm.$$

Запишем систему (1.42) в матричном виде

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \left\{ [E_2]\Phi_i(x, y) \quad [E_2]\Phi_j(x, y) \quad [E_2]\Phi_m(x, y) \right\} \begin{Bmatrix} \{\delta_i\} \\ \{\delta_j\} \\ \{\delta_m\} \end{Bmatrix}, \quad (1.44)$$

где $[E_2]$ – единичная матрица второго порядка;

$$\left. \begin{aligned} \Phi_i(x, y) &= (a_i + b_ix + c_yy)/2\Delta \\ \Phi_j(x, y) &= (a_j + b_jx + c_jy)/2\Delta \\ \Phi_m(x, y) &= (a_m + b_mx + c_my)/2\Delta \end{aligned} \right\}. \quad (1.45)$$

Учитывая (1.44), получим из формул (1.45) следующее

$$\{\varepsilon\} = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} b_i & 0 \\ 0 & c_i \\ c_i & b_i \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} b_j & 0 \\ 0 & c_j \\ c_j & b_j \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} b_m & 0 \\ 0 & c_m \\ c_m & b_m \end{bmatrix} \end{bmatrix} \{\delta\}, \quad (1.46)$$

отсюда

$$[B] = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} b_i & 0 \\ 0 & c_i \\ c_i & b_i \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} b_j & 0 \\ 0 & c_j \\ c_j & b_j \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} b_m & 0 \\ 0 & c_m \\ c_m & b_m \end{bmatrix} \end{bmatrix}. \quad (1.47)$$

Интегрированием по всей площади треугольника на основании формулы (1.41) получим матрицу жесткости элемента

$$[k] = [B]^T [D][B]\Delta. \quad (1.48)$$

Учитывая полученное выражение, матрицу жесткости элемента можно представить следующим образом

$$[k] = \begin{bmatrix} [k]_{ii} & [k]_{ij} & [k]_{im} \\ [k]_{ji} & [k]_{jj} & [k]_{jm} \\ [k]_{mi} & [k]_{mj} & [k]_{mm} \end{bmatrix}, \quad (1.49)$$

где $[k]_{zr} = [B]_z^T [D][B]_r \Delta$.

При распределенной внешней нагрузке

$$\{F_p\} = - \iint_F [\Phi] \begin{Bmatrix} X \\ Y \end{Bmatrix} dF. \quad (1.50)$$

В случае, когда нагрузка распределена равномерно, имеем

$$\begin{bmatrix} \{F_{pi}\} = -\{R_p\} \iint_F [\Phi]_i dF \\ \{F_{pj}\} = -\{R_p\} \iint_F [\Phi]_j dF \\ \{F_{pm}\} = -\{R_p\} \iint_F [\Phi]_m dF \end{bmatrix}. \quad (1.51)$$

Выберем начало координат в центре тяжести элемента, тогда интегралы, взятые по площади, примут вид

$$\iint_F x dF = \iint_F Y dF = 0.$$

Следовательно, при равномерно распределенной нагрузке для треуголь-

ного элемента получим

$$\{F_p\} = \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ X \\ Y \\ X \\ Y \end{Bmatrix} \frac{\Delta}{3},$$

то есть действующая на элемент нагрузка равномерно распределена между его узлами.

После рассмотрения общих положений метода конечных элементов, изложенных выше на примере треугольного элемента, перейдем к изложению методик решения задач в нелинейной постановке.

1.3. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В МОДЕЛИРОВАНИИ ОБЪЕКТОВ С НЕЛИНЕЙНЫМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ

Особенности применения МКЭ в задачах геомеханики заключается в необходимости нелинейной постановки вычислительного эксперимента. При этом приходится учитывать как физическую, так и геометрическую нелинейность, свойственную объектам и материалам, используемым при компьютерном моделировании.

Задача линейной теории упругости в перемещениях сводится к решению уравнений для системы

$$[K]\{\delta\} = \{R\}, \quad (1.52)$$

где вектор $\{R\}$ содержит силы, обусловленные внешними нагрузками, начальными напряжениями и деформациями.

При выводе этого соотношения используется закон линейной упругости вида

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\} + \{\sigma_0\}. \quad (1.53)$$

Для решения задачи в малых деформациях при использовании нелинейных определяющих уравнений достаточно записать предыдущее выражение в виде

$$F(\{\sigma\}, \{\varepsilon\}) = 0. \quad (1.54)$$

Если удастся найти такое решение уравнения (1.52), что при соответст-

вующем подборе одного или нескольких входящих в (1.53) параметров $[D]$, $\{\varepsilon_0\}$ или $\{\sigma_0\}$ это уравнение и соотношение (1.54) удовлетворяются при одинаковых значениях напряжений и деформаций, то полученное решение будет искомым [7, 8].

Поскольку итерационные методы, как правило, обладают хорошей степенью сходимости при решении подобных задач их использование наиболее актуально. Какую из выше приведенных величин в процессе итераций следует подбирать зависит от:

- метода решения линейной задачи;
- физического закона связи между напряжениями и деформациями.

Метод переменной жесткости используется в случае когда при итерациях подбирается вид матрицы $[D]$. Когда подбираются $\{\varepsilon_0\}$ или $\{\sigma_0\}$, то используют методы начальных деформаций или начальных напряжений.

Во многих случаях не удастся установить соотношения типа (1.54) для полных деформаций и напряжений, но можно вывести их для приращений $\Delta\{\sigma\}$ и $\Delta\{\varepsilon\}$. Тогда итерационные методы применяются для каждого приращения нагрузки (времени при ползучести). Метод приращения можно использовать в сочетании с любым из ранее рассмотренных методов.

Из изложенного видно, что параметры $[D]$, $\{\varepsilon_0\}$, $\{\sigma_0\}$ являются важной частью исходных данных для процедур решения задачи линейной теории упругости. Поэтому такие процедуры являются основой решения любой нелинейной задачи [8].

Метод переменной жесткости можно использовать в случае, когда связь между напряжениями и деформациями (1.54), записывают в форме (1.53), где матрица упругости зависит от достигнутого уровня деформации

$$[D] = [D(\{\varepsilon\})] = [D(\{\delta\})]. \quad (1.55)$$

Поскольку матрица упругости влияет на окончательный вид матрицы жесткости системы, получаем уравнение

$$\{\psi\} = [K(\{\delta\})]\{\delta\} - \{R\} = 0, \quad (1.56)$$

которое можно решить различными итерационными методами. Например, в начале полагаем $\{\delta\}_0 = 0$, вычисляем $[K(\{\delta\}_0)] = [K_0]$ и определяем $\{\delta\}_1 = [K_0]^{-1}\{R\}$. Процесс повторяется в соответствии с формулой

$$\{\delta\}_n = [K_0]_{n-1}^{-1}\{R\} \quad (1.57)$$

до тех пор, пока перемещения перестанут изменяться.

Когда определяющие уравнения таковы, что соотношение (1.55) может быть записано только для приращений напряжений и деформаций, то опи-

санный процесс следует применить для приращений нагрузки, отсчитываемых от ранее достигнутого значения.

Основным недостатком методов переменных параметров является то, что на каждом шаге приходится заново строить матрицы жесткости и решать полученные уравнения. В этом аспекте более экономным является метод начальных напряжений.

Если определяющие уравнения разрешимы относительно напряжений, то есть (1.54) имеет вид

$$\{\sigma\} = f(\{\varepsilon\}), \quad (1.58)$$

то отношение (1.53) для упругого материала можно привести к форме (1.58), задавая соответствующим образом $\{\sigma_0\}$. Так как $\{\sigma_0\}$ влияет на вектор сил $\{R\}$, приходим к решению уравнения

$$\{\psi\} = [K_0]\{\delta\} - R(\{\delta\}) = 0. \quad (1.59)$$

Итерационный процесс проводится следующим образом. Сначала находим

$$\{\delta_0\} = [K_0]^{-1}\{R_0\},$$

где $\{R_0\}$ соответствует приложенным нагрузкам. Определяются напряжения $\{\sigma_0\}_1$, необходимые для приведения упругого решения в соответствие с реальными напряжениями при достигнутых деформациях. Далее с учетом начального напряжения с помощью соотношения $\{F\}_{\sigma_0}^e = \int [B]^T \{\sigma_0\} dV$ находится $\{R\}_1$ и определяется

$$\{\delta_1\} = [K_0]^{-1}\{R_1\} \text{ до } \{\delta_n\} = [K_0]^{-1}\{R_n\}.$$

Процесс продолжается до тех пор, пока решение не перестанет изменяться.

Другой удобный метод состоит в определении только изменений $\{R\}$, обусловленных изменениями требуемого начального напряжения. В этом случае $\{\delta_0\}$ находится, как и ранее, но $\Delta\{\delta_1\} = [K_0]^{-1}\Delta\{R_1\}$ и так далее.

Итерации продолжаются до тех пор, пока величина $\Delta\{\delta\}_n$ не станет достаточно близкой к нулю.

При вычислениях более удобен последний подход, который, кроме того, имеет ясный физический смысл. На каждом шаге во всех точках системы определяется разность между истинными напряжениями при соответствующих деформациях и напряжениями, найденными из упругого решения. Эта разность напряжений затем перераспределяется в соответствии с упругим

законом, чтобы восстановить равновесие, и поэтому метод первоначально получил название метода перераспределения напряжений.

Величину сил $\Delta\{R\}_n$, вычисленную на n -м шаге итерации, можно физически интерпретировать как неуравновешенную невязку сил в системе, и следовательно, она является удобной мерой ошибки.

В этом методе на каждом шаге итерационного процесса используется одна и та же матрица жесткости, и если она по блочно обратима, то время, необходимое для каждой итерации, составляет лишь небольшую часть времени, затрачиваемого на получение первого напряжения.

Теперь возникает вопрос, какие упругие постоянные следует использовать для определения матрицы $[K_0]$. Если поведение материала в основном описывается соотношениями линейной теории упругости и отклонения от линейно-упругого поведения локализованы, то естественно использовать начальные значения упругих постоянных. Однако, если нелинейность проявляется для всех напряжений, то для ускорения сходимости рекомендуется скорректировать упругие постоянные после первой итерации.

В задачах ползучести, действующие напряжения нельзя выразить в явном виде через деформации. С другой стороны, в этих случаях можно определить деформации через напряжения, то есть установить соотношение вида

$$\{\varepsilon\} = f(\{\sigma\}). \quad (1.60)$$

Совпадение соотношений (1.60) и (1.53) может быть достигнуто при соответствующем выборе $\{\varepsilon_0\}$. Уравнение (1.59) решается итерационным методом, но теперь упругие деформации, получаемые на каждом шаге, сравниваются с деформациями, соответствующими соотношению (1.60), и их разность используется для оценки невязки силы $\Delta\{R\}_n$. В остальном процесс вычислений идентичен описанному выше.

В некоторых законах ползучести дополнительные деформации явно определены от упругих деформаций [9] и, следовательно, при каждой итерации определяются непосредственно дополнительные начальные деформации. Различие между методами начальных напряжений и начальных деформаций проиллюстрированы на 14. Точка А соответствует напряженно-деформированному состоянию, полученному при первом приближении. В методе начальных напряжений полученные напряжения уменьшаются до правильного значения введением некоторого начального напряжения $\Delta\{\sigma_0\}_1$, тогда как в методе начальных деформаций значе-

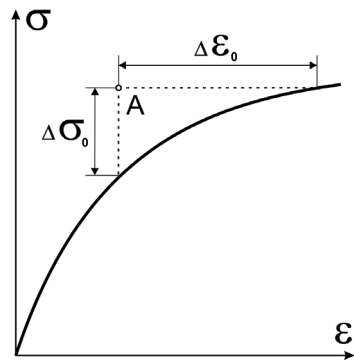


Рис. 1.14. Графическая интерпретация методов начальных напряжений и деформаций

ния уменьшаются до правильного значения введением некоторого начального напряжения $\Delta\{\sigma_0\}_1$, тогда как в методе начальных деформаций значе-

ния деформаций корректируются поправочным членом $\Delta\{\varepsilon_0\}_1$. Ясно, что когда с ростом напряжений деформации быстро увеличиваются, предпочтительнее использовать первый метод, а когда справедливо обратное утверждение – второй.

Одним из наиболее часто исследуемых физически нелинейных явлений можно назвать пластичность [7, 9]. По существу пластичность характеризуется не зависящим от времени необратимым деформированием, начинающимся лишь по достижении некоторого напряжения, известного как предел текучести.

Текучесть начинает проявляться, когда напряжения удовлетворяют критерию

$$F(\{\sigma\}, \chi) = 0, \quad (1.61)$$

где χ – параметр упрочнения.

Первым предложил соотношение, связывающие приращение пластических деформаций с поверхностью текучести, Мизес. В настоящее время общепринятой является следующая гипотеза

$$d\{\varepsilon\}_p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}}, \quad (1.62)$$

где $d\{\varepsilon\}_p$ – приращение пластической деформации, λ – неопределенный коэффициент пропорциональности. Данное выражение известно как ассоциированный закон. Его можно трактовать как требование ортогональности вектора приращений пластических деформаций поверхности текучести в многомерном пространстве напряжений.

Предположим, что изменение деформации при бесконечно малом приращении напряжения может быть представлено в виде суммы упругой и пластической частей

$$d\{\varepsilon\} = d\{\varepsilon\}_e + d\{\varepsilon\}_p. \quad (1.63)$$

Упругие приращения деформации связаны с приращениями напряжения симметричной матрицей $[D]$. Тогда, исходя из выражения (1.63), получим

$$d\{\varepsilon\} = [D]^{-1} d\{\sigma\} + \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \lambda. \quad (1.64)$$

При пластическом течении напряжения находятся на поверхности текучести, определяемой равенством (1.61). Дифференцируя его, получаем

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_1} d\sigma_1 + \frac{\partial F}{\partial \sigma_2} d\sigma_2 + \dots + \frac{\partial F}{\partial \chi} d\chi = 0. \quad (1.65)$$

В результате несложных преобразований выражения (1.65) уравнение, в явном виде, определяющее изменение напряжений через изменение перемещений, имеет вид

$$d\{\sigma\} = [D]_{ep} d\{\varepsilon\}, \quad (1.66)$$

где

$$[D]_{ep} = [D] - [D] \left\{ \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \right\} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T \frac{[D]}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \right\} - \lambda^{-1} \frac{\partial F}{\partial \chi} d\chi}.$$

Место матрицы упругости $[D]$, используемой в методе приращений, занимает упруго-пластическая матрица $[D]_{ep}$.

В самых первых приложениях МКЭ к задачам теории пластичности предпочтение отдавалось методу начальных деформаций [10]. Но эти методы совершенно не применимы при рассмотрении идеальной пластичности, поскольку в этом случае деформации при заданных напряжениях нельзя определить однозначно. По этой причине в дальнейшем исследователи обратились к методу переменной жесткости.

Другим проявлением физической нелинейности материалов является ползучесть. Она характеризуется зависимостью деформации не только от напряжения, но и от времени. Деформации в конкретные моменты времени определяются всей предысторией напряженного состояния. Таким образом, вычислительный процесс сводится к расчету приращений для достаточно малых отрезков времени. Для каждого такого отрезка времени, используя заданный закон ползучести, средние для этого отрезка напряжения и при необходимости их предыдущие значения определяют приращения деформаций (метод начальных деформаций).

Но бывают случаи, когда возможно обратить закон ползучести и получить закон, по которому напряжения в любой момент времени определяются предысторией деформирования. Когда удобно использовать функцию релаксации, обычно применяют метод начальных напряжений.

Поскольку при ползучести удобнее измерять деформации, обычно рекомендуется применять метод начальных деформаций. При использовании данного метода для решения задач теории ползучести обычно используют следующий алгоритм:

- рассматриваются изменения нагрузки системы в начальный момент выбранного отрезка времени и определяется напряженно-деформированное состояние из решения задачи упругости;
- определяется изменение деформации ползучести $\{\Delta\varepsilon_c\}_t$ за рассматриваемый отрезок времени в предположении, что при этом полученное на предыдущем этапе напряженное состояние не меняется;

- величина $\{\Delta\varepsilon_c\}_t$ используется как начальная деформация и в результате решения задачи теории упругости определяется новое напряженно-деформированное состояние в конце рассматриваемого отрезка времени.

Если отрезок времени достаточно мал, то описанный процесс отражает истинное поведение материала и можно перейти к расчетам для следующего отрезка времени.

Основной проблемой, возникающей при использовании описанного метода, является построение алгоритма определения приращения деформации $\{\Delta\varepsilon_c\}$.

Вязкоупругость характеризуется тем, что скорость деформации ползучести зависит не только от мгновенного напряженно-деформированного состояния, но и от всей его предыстории. Таким образом, для определения приращения деформации $\{\Delta\varepsilon_c\}_t$ на каком-либо отрезке времени надо знать напряжения и деформации во все предыдущие моменты времени.

В линейной теории вязкоупругости соотношение между напряжениями и деформациями всегда можно записать в форме, сходной с используемой в теории упругости, заменяя упругие постоянные в матрице $[D]$ соответствующими дифференциальными или интегральными операторами. Для изотропного материала используют два оператора, а для анизотропных приходится использовать до двадцати одного оператора.

Таким образом, деформации ползучести можно записать в виде

$$\{\varepsilon_c\} = [\bar{D}]^{-1} \{\sigma\}, \quad (1.67)$$

где каждый элемент матрицы вязкоупругости $[\bar{D}]^{-1}$ при использовании дифференциальных операторов имеет вид

$$\bar{d}_{rs} = \frac{a_0 + a_1(d/dt) + a_2(d^2/dt^2) + \dots}{b_0 + b_1(d/dt) + b_2(d^2/dt^2) + \dots}. \quad (1.68)$$

Если эти разложения конечны, то, выделяя мгновенные упругие эффекты, выражение (1.68) можно представить в виде суммы элементарных дробей

$$\bar{d}_{rs} = \frac{A_1}{d/dt + B_1} + \frac{A_2}{d/dt + B_2} + \dots \quad (1.69)$$

Эта сумма характеризует поведение показанного на рис. 1.15 набора элементов Кельвина. Каждый член суммы характеризует один элемент Кельвина. Типичный вклад в компоненту деформации представляет собой, таким образом, слагаемое вида

$$e_n = \frac{A_n}{d/dt + B_n} \sigma_s. \quad (1.70)$$

Записанное выше соотношение позволяет определить приращение каждого слагаемого за определенный отрезок времени, если известны текущее значение компоненты напряжения и текущее значение e_n .

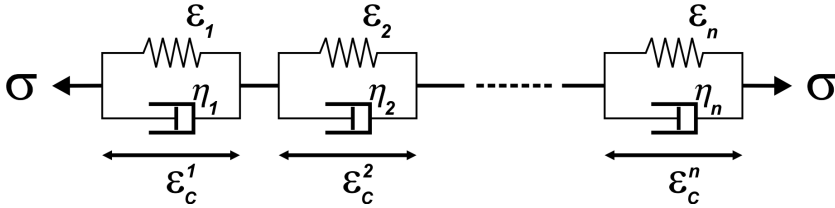


Рис. 1.15. Схема моделирования эффекта ползучести материала

Во всех рассмотренных ранее задачах предполагалось, что перемещения и деформации малы. То есть форма элементов в процессе нагружения неизменна и для деформаций можно использовать приближенные линейные выражения [10]. Теперь рассмотрим класс задач, решения которых основываются на геометрически нелинейных представлениях.

Независимо от того, велики или малы перемещения, внутренние и внешние силы должны удовлетворять условиям равновесия. Если перемещения определяются конечным числом параметров $\{\delta\}$, то должно выполняться равенство

$$\{\psi(\{\delta\})\} = \int_V [\bar{B}]^T \{\sigma\} dV - \{\bar{R}\} = 0, \quad (1.71)$$

где $\{\psi\}$ – сумма внешних и внутренних обобщенных сил, а матрица $[\bar{B}]$ определяется из соотношения

$$d\{\varepsilon\} = [\bar{B}] d\{\delta\}. \quad (1.72)$$

Черта означает, что при больших перемещениях деформации нелинейно зависят от перемещений и матрица $[\bar{B}]$ зависит от $\{\delta\}$. Эту матрицу удобно представить в виде

$$[\bar{B}] = [B_0] + [B_L(\{\delta\})], \quad (1.73)$$

где $[B_0]$ – матрица, определяющая бесконечно малые деформации, а матрица $[B_L]$ зависит от перемещений. Будет показано, что в общем случае $[B_L]$ является линейной функцией перемещений.

Однако в равной степени можно было бы использовать и любое нелинейное соотношение между напряжениями и деформациями, поскольку задача сводится к решению нелинейной системы уравнений (1.71).

Уравнение (1.71) решают методом итераций [7, 10]. При использовании метода Ньютона необходимо найти зависимость между $d\{\psi\}$ и $d\{\delta\}$. Варьируя (1.71) по $d\{\delta\}$, получаем

$$d\{\psi\} = \int_V d[\bar{B}]^T \{\sigma\} dV + \int_V [\bar{B}]^T d\{\sigma\} dV. \quad (1.74)$$

Используя (1.72) и (1.52), находим

$$d\{\sigma\} = [D][\bar{B}]d\{\delta\}, \quad (1.75)$$

а на основании (1.73) получим

$$d[\bar{B}] = d[B_L].$$

Поэтому

$$d\{\psi\} = \int_V d[B_L]^T \{\sigma\} dV + [\bar{K}]d\{\sigma\}, \quad (1.76)$$

где

$$[\bar{K}] = \int_V [\bar{B}]^T [D][\bar{B}] dV = [K_o] + [K_L],$$

а $[K_o]$ является обычной матрицей жесткости при малых деформациях, которая имеет вид

$$[K_o] = \int_V [B_o]^T [D][B_o] dV.$$

Матрица $[K_L]$ появляется благодаря тому, что перемещения велики. Она определяется выражением

$$[K_L] = \int_V \left([B_o]^T [D][B_L] + [B_L]^T [D][B_L] + [B_L]^T [D][B_o] \right) dV. \quad (1.77)$$

Матрица $[K]$ известна как матрица начальных перемещений. Нетрудно показать, что эту матрицу можно построить, считая деформации малыми, но учитывая изменения координат элемента при вычислении жесткостей.

Первый член выражения (1.76) может быть записан в виде

$$\int_V d[B_L]^T \{\sigma\} dV = [K_\sigma]d\{\sigma\}, \quad (1.78)$$

где $[K_\sigma]$ – симметричная матрица, зависящая от величины напряжения. Эта матрица известна как матрица начальных напряжений или геометрическая матрица. Таким образом

$$d\{\psi\} = ([K_0] + [K_\sigma] + [K_L])d\delta = [K_T]d\{\sigma\}, \quad (1.79)$$

где $[K_T]$ – полная матрица тангенциальных жесткостей.

Итерации метода Ньютона строятся на основе следующего алгоритма:

- в качестве первого приближения $\{\delta\}$ строится решение на основе линейной теории упругости;
- с помощью выражения (1.69) определяется $\{\psi\}_1$ для заданной матрицы $[\bar{B}]$ и напряжений, определяемых равенством (1.75);
- строится матрица $[K_T]$;
- определяется поправка $\Delta\{\delta\}_1 = -[K_T]^{-1}\{\psi\}_1$.

Процесс повторяется до тех пор, пока величина не станет достаточно малой.

Все решения можно находить за один шаг для полной действующей нагрузки. Однако, как и во всех нелинейных задачах, возникает возможность неединственности решения и при этом может быть найдено решение, не имеющее физического смысла [9, 10]. В таких случаях задают нагрузку отдельными приращениями и получают нелинейное решение для каждого приращения. При этом необходимо периодически проверять выполнение условия равновесия с помощью нелинейного соотношения (1.71).

В заключение можно сказать, что многообразие аналитических решений и численных методов, применяемых при решении задач геомеханики, продолжает расти и развиваться по пути усложнения конструктивно-технологических схем, роста количества учитываемых физико-механических характеристик горных пород и режимных параметров работы крепей и охранных элементов горных выработок. При этом наиболее востребованным и динамически развивающимся остается метод конечных элементов.

2. БАЗОВЫЕ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ РАЗРАБОТКИ МЕТОДА РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА ГОРНОЙ ВЫРАБОТКИ

2.1. АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК НЕОДНОРОДНОСТИ ТОНКОСЛОИСТОГО ГОРНОГО МАССИВА НА РЕЗУЛЬТАТЫ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

Выбор оптимальных параметров пластовой подготовительной выработки, особенно на этапе ее проектирования, позволяет в значительной степени снизить в будущем себестоимость ее поддержания и соответственно уменьшить общие затраты на добычу угля. В настоящее время самым доступным способом определения оптимальных параметров такой выработки является вычислительный эксперимент на основе использования конечно-разностных численных методов. При этом результаты расчетов должны в приемлемой степени, соответствовать реальному распределению напряжений и деформаций [11...13]. Возникает вопрос о выборе для реализации в вычислительной модели тех характеристик реального объекта, влияние которых превышает порог точности, устанавливаемый в вычислительном эксперименте.

В зависимости от условий постановки задачи одни и те же свойства неоднородности горного массива могут в различной степени влиять на точность получаемых результатов. Поэтому при проведении конкретных вычислительных экспериментов одни и те же характеристики горного массива могут быть описаны различным образом. Выбор варианта описания отдельных характеристик производится на основе их разделения по степени и качеству их влияния на результат вычислительного эксперимента. Обычно выделяют три группы показателей (характеристик) элементов расчетной модели: макро-, мини- и смешанные характеристики. *Макрохарактеристики* – это набор показателей, описание которых производится явным образом с максимальным соответствием реальным (натурным) показателям моделируемого объекта. Влияние на результат расчета таких характеристик является максимальным. Неверное описание хотя бы одной макрохарактеристики всегда приводит к потере адекватности расчетной модели. *Микрохарактеристики* – это набор показателей, описание которых возможно неявным или «синтетическим» способом. Такие показатели не могут в значительной степени повлиять на получаемый результат, однако они могут сместить область возможных решений таким образом, что в ряде случаев получаемые решения не будут соответствовать реальному состоянию физического объекта. *Смешанные характеристики* – это набор показателей, которые при описании в расчетной модели используют подход, выбираемый для микрохарактеристик, а их влияние на получаемый результат соизмерим с макрохарактеристиками.

При моделировании слоистого породного массива к макрохарактеристикам обычно относят геометрию породного слоя и его основные механические свойства (модуль упругости, пределы прочности и т.д.). К микрохарактеристикам относят обводненность, геологическую неоднородность породы. Примером смешанной характеристики следует считать – трещиноватость.

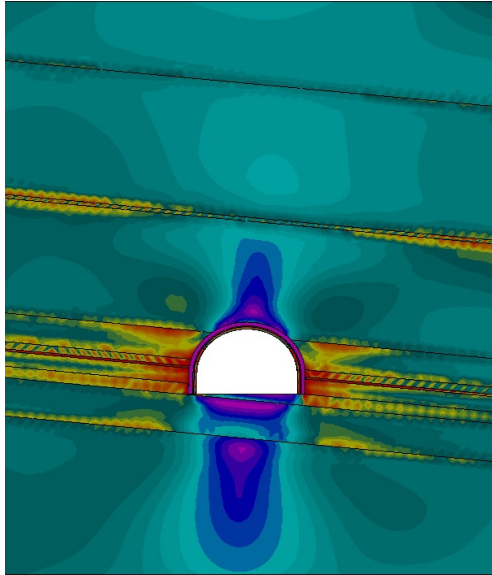
Напряженно-деформированное состояние горного массива в окрестности подземных выработок в значительной степени зависит от его структурной сложности. Слоистость является макрохарактеристикой и должна моделироваться с высокой степенью адекватности в случаях, когда: во-первых, высота породных слоев соизмерима, в пределах одного порядка, с общей высотой расчетной модели; во-вторых, механические свойства пород, моделируемых в расчетной модели, относятся к широкому диапазону значений; в третьих, граница породных слоев проходит через контур выработки или на расстоянии от него в две высоты выработки.

Во всех этих случаях слоистость в значительной степени изменяет распределение напряжений, как в окрестности контура выработки, так и в зонах, примыкающих к границам породных слоев. При этом степень влияния на поля напряжений для различных компонент системы может колебаться в пределах от 10 до 270% [14...16].

Для наглядности рассмотрим эпюры напряжений, представленные на рис. 2.1. Выполним простое визуальное сравнение. Обе эпюры получены для одинаковых горно-геологических условий, но для разной формы и площади поперечного сечения пластовой выработки. Легко видно, что изменения в поле напряжений в обоих случаях значительны не только вокруг выработки, но и по поверхностям напластования. Если породный слой пересекается площадью поперечного сечения выработки, изменение его НДС наблюдается на значительном расстоянии от контура выработки. При этом, чем меньше высота слоя, тем значительней проявляются эти изменения. С ростом расстояния от свода выработки до границы породных слоев, располагающихся в ее кровле, влияние технических характеристик крепи выработки на НДС этой области расчетной модели нивелируется. В принципе моделированием слоистости в верхней части данной расчетной области можно пренебречь. Основной причиной столь наглядно демонстрирующей влияние слоистости, в данной расчетной модели, является разница в прочностных характеристиках породных слоев. Породные слои, образующие почву и бока выработки, обладают повышенной жесткостью по отношению к породным слоям, формирующим верхнюю и нижнюю области расчетной модели. Это приводит к концентрации напряжений в пределах геометрической области конкретного слоя. При этом следует учитывать, что подобный контраст в распределении напряжений связан с моделированием не только слоистости, но и сложных условий контактов между породными слоями.

Слоистость в расчетной модели по-разному влияет на отдельные компоненты напряжений, даже при решении относительно простых задач. Для

а)



б)

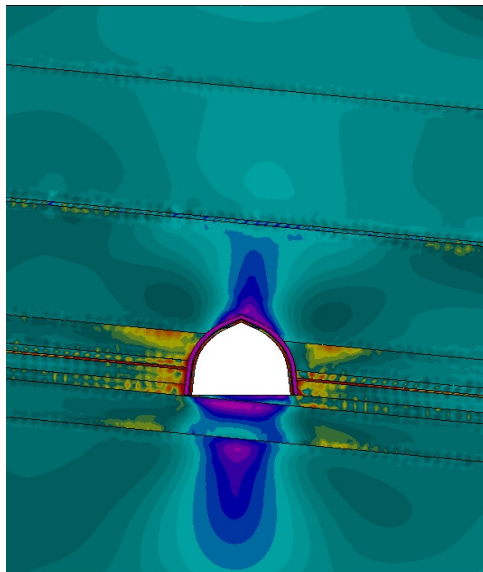


Рис. 2.1. Распределение напряжений в тонкослоистом массиве в окрестности пластовых выемочных выработок с разной формой свода поперечного сечения: круговое (а), шатровое (б)

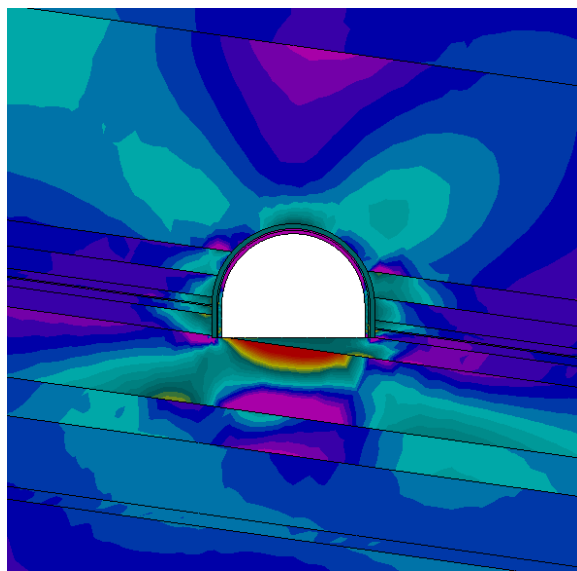
примера проанализируем влияние слоистости на распределение горизонтальных (рис. 2.2, а) и вертикальных (рис. 2.2, б) напряжений, полученные при оценке устойчивости одиночной пластовой выработки. Изолинии на рис. 2.2, а имеют ярко выраженный прерывистый характер. На границах породных слоев наблюдается чередование зон градиента напряжений, в некоторых областях со сменой знака. Это указывает на то, что в определенных условиях при учете слоистости, вклад горизонтальных напряжений в разрушение пород может значительно превосходить влияние вертикальных. Следовательно, горное давление нельзя рассматривать как линейную функцию, прямо пропорционально зависящую от веса столба пород горного массива над сводом выработки.

Совсем по-другому слоистость влияет на распределение в расчетной модели вертикальных напряжений (рис. 2.2, б). В представленной эпюре формирование зон сжимающих и растягивающих напряжений практически не зависит от структуры тонкослоистого горного массива. Незначительное изменение очертаний таких зон, не приводит к росту абсолютных значений напряжений в их пределах, то есть можно говорить, что суммарная энергия деформаций и/или разрушений не изменяется.

При учете слоистости возникает вопрос – насколько важным, для адекватности получаемых результатов является учет угла падения угольного пласта? В большинстве аналитических и числовых математических решениях этим фактором пренебрегают, поскольку это позволяет в значительной степени снизить сложность конечных математических уравнений и/или упростить расчетную модель путем применения уравнений симметрии. При этом часто приводят доводы либо основанные на отдельных натуральных наблюдениях, либо на анализе результатов аналогичных вычислительных экспериментов. То есть, искусственно сужают область возможных решений, руководствуясь частным опытом. Как правило, такие результаты исследований, по утверждению самих авторов, носят качественный характер и не могут быть использованы для количественного анализа устойчивости подземных выработок. Подобный подход при проектировании и поддержании пластовых выемочных выработок не может себя оправдать. Поскольку выработка, как технологический элемент относится к группе временных объектов, для которых себестоимость поддержания должна быть соизмерима с технологической и финансовой целесообразностью. Следовательно, запас прочности такого элемента должен быть минимален и достаточен в равной степени. Такие показатели для реальной пластовой выработки могут достигаться только при учете в расчетной модели угла падения пласта, если в натуральных условиях величина этого угла составляет больше 3° [11, 16].

В подтверждение всего вышесказанного проанализируем картину распределения напряжений на рис. 2.1, а и рис. 2.2. Основная особенность этих эпюр заключается в отсутствии симметрии относительно вертикальной оси пластовой выработки, то есть распределение напряжений в боках выработки имеет разный качественный и количественный характер. Причем величина

а)



б)

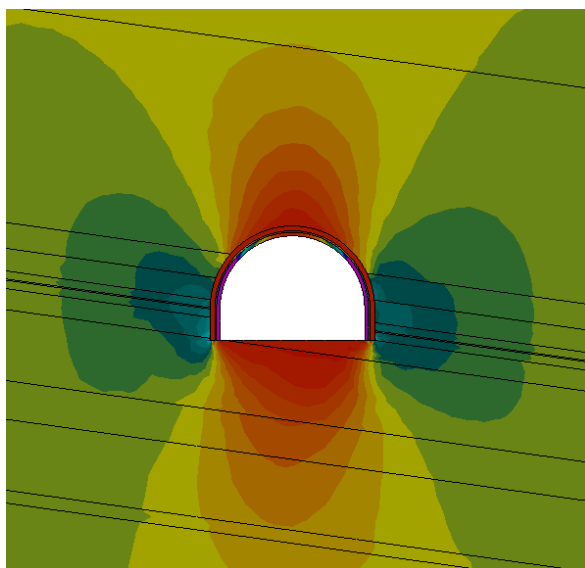


Рис. 2.2. Распределение горизонтальных (а) и вертикальных (б) напряжений в тонкослоистом массиве в окрестности пластовой выработки

подобного дисбаланса зависит и от величины угла падения и от физических характеристик породных слоев. Для разных расчетных моделей такой дисбаланс может составлять до 40% в количественных показателях и до 180% в качественных.

Теперь подробнее изучим особенности эпюры интенсивности напряжений, приведенной на рис. 2.1, а. Четко видно, в породном слое, образующем непосредственную кровлю выработки, в зоне, примыкающей к контуру выработки слева, сформировался очаг повышенных сжимающих напряжений. Справа такой очаг отсутствует. Поскольку данный расчет был выполнен в упругой постановке, это позволяет исследователю сделать вывод о повышенном горном давлении, которое воздействует на крепь выработки в левой верхней части ее контура.

Второй особенностью данной эпюры является распределение напряжений в зоне, примыкающей к почве выработки. Поскольку породные слои, образующие почву выработки, имеют схожие физические характеристики, в процесс пучения они вовлекаются в равной степени. За счет моделируемого в расчетах угла падения в правой части почвы выработки зона растягивающих напряжений больше, чем в левой. Следовательно, величина пучения в правой части почвы выработки будет больше, а судя по величине зоны повышенных растягивающих напряжений, будет больше примерно на 15%, чем в левой.

На рис. 2.2, а показано, в какой значительной степени учет угла падения влияет на распределение напряжений в породных слоях, непосредственно примыкающих к контуру пластовой выработки. В приведенном случае напряжения в пределах отдельного породного слоя меняют не только величину, но и знак. Речь идет о породном слое, примыкающем к почве выработки. Если правая часть слоя нагружена незначительно, то в левой наблюдается локальный градиент практически во всем диапазоне полученных значений горизонтальных напряжений. Это говорит о высокой вероятности разрушения данного породного слоя в зоне опорного давления левой стойки крепи выработки.

Как и слоистость, угол падения незначительно влияет на распределение вертикальных напряжений (рис. 2.2, б). В этом случае возникает лишь незначительное смещение напряжений вдоль продольных и поперечных осей породных слоев. Степень такого смещения относительно не велика при малом диапазоне физических характеристик пород и незначительных от 3° до 7° углах падения угольного пласта.

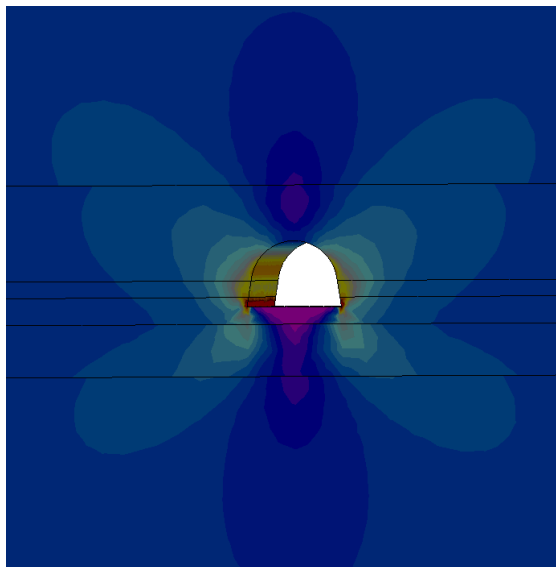
Кроме того, что породные слои могут иметь различную геометрию и физические характеристики, в ходе моделирования, для повышения адекватности получаемых результатов, приходится изменять условия контактов на границах этих слоев. В общем случае можно выделить три типа таких контактов. Это жесткий контакт, контакт с проскальзыванием и контакт с учетом силы трения. Применение того или иного типа контакта может приводить к качественным и количественным изменениям картины распределения напряжений, представленных на рис. 2.1 и рис. 2.3.

На эпюрах напряжений, представленных на рис. 2.1, хорошо видно как может влиять на общую картину выбор контакта с учетом трения для всех границ литологических разностей. Данные эпюры содержат участки, на которых четко просматривается «рябь» в поле напряжений. Этот эффект вызван особенностями численных методов, применяемых для определения равновесного состояния расчетной системы на контактах ее отдельных элементов. Этот эффект имеет строго локализованные зоны возникновения. Эти зоны полностью совпадают с конечными элементами, отдельные узлы которых принадлежат контактирующей поверхности. Возникновение этого эффекта связано с невозможностью «плавного» распределения внутренних напряжений конечных элементов при определенной комбинации величины силы трения, жесткости контактирующих породных слоев и величины прилагаемой внешней нагрузки. Проявление этого эффекта в большинстве случаев говорит о том, что в сложившихся условиях расчетная область находится на грани перехода из условия статического равновесия к условиям динамического состояния. Если толщина слоя в расчетной модели относительно ширины самой модели величина меньшая на порядок и более, тогда в это явление вовлекается весь его материал. Эту особенность часто используют в расчетах для моделирования условий контактов с силой трения, когда между «реальными» слоями помещают псевдослой с особыми деформационными характеристиками. Это позволяет в условиях жесткого контакта эмулировать взаимодействие отдельных элементов расчетной модели в условиях, приближенных к реальным, и при этом не выходить за рамки статического равновесия всей системы.

Рассмотрим теперь эпюры, представленные на рис. 2.3. Для случая жесткого контакта (рис. 2.3, а), при горизонтальном залегании и незначительном диапазоне физических характеристик породных слоев картина распределения напряжений в значительной степени совпадает с распределением напряжений в модели, не учитывающей слоистость. А вот в случае рис. 2.3, б картина напряжений в значительной степени отличается от распределения напряжений в модели без учета слоистости. Такое изменение в качественных и количественных показателях картины напряжений вызвано введением в расчетную модель взаимного проскальзывания породных слоев. Одна эта характеристика в конкретных условиях проведения вычислительного эксперимента полностью изменила структуру распределения напряжений в угольном пласте. Теперь уровень напряжений в угольном пласте выше, чем в окружающих породах и его вклад в повышение устойчивости выработки значительно возрастает.

С другой стороны изменилось распределение напряжений в почве выработки. Полученная картина напряжений указывает на изменение характера пучения и его количественных показателей. Если на рис. 2.3, а напряжения указывают на развитие пучения почвы в виде сегмента окружности или овала, то на рис. 2.3, б видно, что пучение будет формироваться в два этапа и на первом этапе примет вид трапеции. Такое расхождение в результатах требует

а)



б)

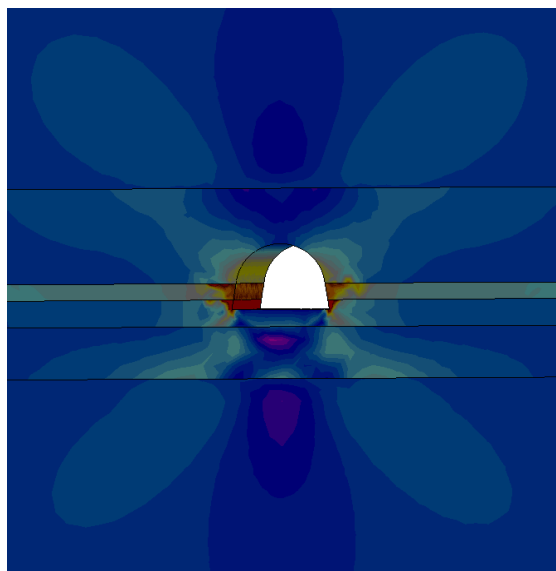


Рис. 2.3. Распределение интенсивности напряжений в массиве без (а) и с (б) учетом проскальзывания на границах породных слоев

различных технологических решений по обеспечению устойчивости выработки.

Рис. 2.4 содержит примеры распределения деформаций и напряжений при моделировании трещиноватости в различных вычислительных экспериментах. Для модели, приведенной на рис. 2.4, а, трещиноватость учитывалась как макрохарактеристика. Поскольку примыкающие к выработке породные слои обладали ярко выраженной системой трещин, ориентированных по горизонтальной плоскости, и в ходе эксперимента необходимо было изучить влияние этой системы трещин на деформирование контура выработки, то было принято решение моделировать эти нарушения сплошности горного массива как пачку слоев, высота которых равна шагу трещиноватости. Полученные результаты показали высокую адекватность расчетной модели по отношению к реально наблюдаемым в пластовой выработке эффектам.

При выполнении вычислительного эксперимента, направленного на выявление особенностей поведения кровли выработки при блочном обрушении горного массива (рис. 2.4, б), трещиноватость рассматривалась как микрохарактеристика и моделировалась в виде понижающего прочность пород коэффициента. Выбор такого подхода определялся особенностями самой трещиноватости и сложностью расчетной модели. Во-первых, в данном случае в породе кровли наблюдались две взаимно перпендикулярные системы трещин с малым шагом. Моделирование подобного вида трещиноватости геометрическим путем приводит к значительному росту уровня сложности расчетной модели и снижает вычислительную устойчивость. Во-вторых, наличие в расчетной модели большого числа элементов (блоков породы), которые взаимодействуют в сложных контактных условиях, само по себе, многократно увеличивает время расчета. Получается, что моделирование трещиноватости в значительной степени усложняет процесс расчета, а ее влияние на распределение напряжений в целом по расчетной области достаточно равномерно и не носит принципиального характера.

ВЫВОДЫ

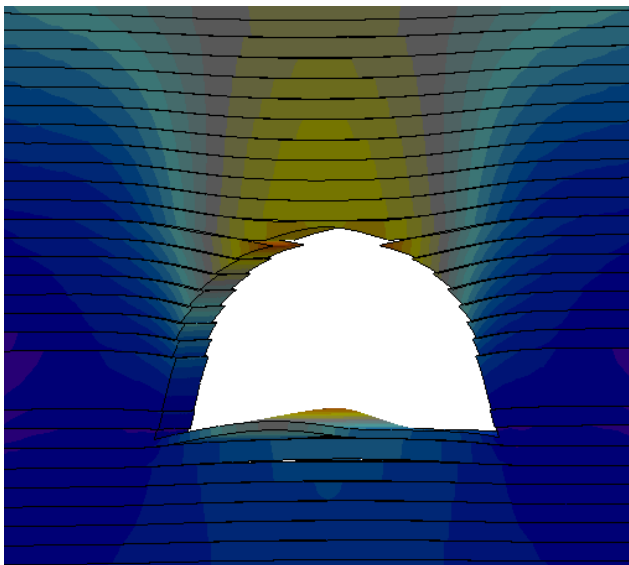
– значение слоистости, как характеристики горного массива, для получения качественного решения растёт с повышением общей адекватности расчетной модели;

– выбор условий контакта соседних породных слоев определяется разницей в их прочностных и деформационных характеристиках;

– выбор характеристик горного массива для учета в расчетной модели осуществляется после проведения первичных тестовых расчетов и анализа;

– определение технологии описания отдельной характеристики зависит от выбора начальных условий проведения вычислительного эксперимента.

а)



б)

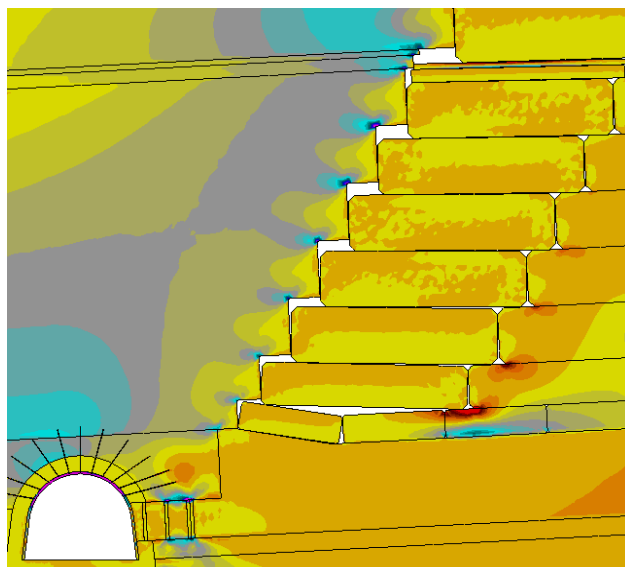


Рис. 2.4. Деформирование тонкослоистого массива по контуру пластовой выработки (а) и распределение вертикальных напряжений в массиве при блочном обрушении кровли (б) после проведения очистных работ

2.2. ОСНОВНЫЕ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЗАИМОСВЯЗИ НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «СЛОИСТЫЙ МАССИВ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ» С ГЕОМЕХАНИЧЕСКИМИ ПАРАМЕТРАМИ

По результатам проведенных исследований сформулирован ряд научно-практических положений.

По исследованиям НДС на стадии допредельного деформирования элементов системы «слоистый массив-крепь выработки» [11-18].

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 несущественного 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 изучения 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 «слоистый массив-крепь выработки» 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 впервые 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 «слоистый массив-крепь выработки».

По исследованиям НДС на стадии предельного и запредельного деформирования системы «слоистый массив-крепь выработки» [19-21].

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

ристики 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 [22-24].

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

крепю. 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^II – до 15,2%, $\sigma_{сж1}^K$ – до 6,08 раза, $\sigma_{сж2}^K$ – до 32,3%, $\sigma_{сж1}^II$ – 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^II – до 2,01 раза, $\sigma_{сж1}^K$ – до 84%, $\sigma_{сж1}^II$ – до 6,73 раза, $(\sigma_{сж1}^II)^0 / \sigma_{сж1}^II$ – до 62,5%, M_1^K / E_1^K – до 18%, M_1^II / E_1^II – 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^II – до 88,1%, $\sigma_{сж1}^K$ – до 72,9%, $\sigma_{сж1}^II$ – до 8,1 раза, $(\sigma_{сж1}^II)^0 / \sigma_{сж1}^II$ – до 2,14 раза, M_1^II / E_1^II – 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 углевещающей 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 «слоистый массив-крепь выработки» [25, 26].

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 удлинённой 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 «слоистый массив-крепь подготовительной выработки» влияют на перемещения различных участков контура выработки с закономерностями, не зависящими от ее типового сечения, что позволяет произвести учет типоразмера выработки в виде функций – множителей 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 «слоистый массив-крепь подготовительной выработки» 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 реальным условиям, методики прогноза проявлений горного давления в пластовых выработках.

2.3. МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИНЦИПЫ РАЗРАБОТКИ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА РАМНОЙ КРЕПИ ПЛАСТОВОЙ ПОДГОТОВИТЕЛЬНОЙ ВЫРАБОТКИ

1. Методика расчета перемещений контура крепи построена с использованием подходов и положений руководящего нормативного документа [27] по двум причинам: во-первых, имеется многолетний положительный опыт выполнения расчетов прогноза проявлений горного давления, и принятия соответствующих технических решений по обеспечению устойчивости выработок; во-вторых, разработанная методика является дополнением к руководящему нормативному документу [27] и должна быть согласована с ним по методологическим принципам.

2. Базовой является закономерность роста перемещений $U_i^{x,y}$ (в характерных точках контура рамной крепи и почвы выработки) с увеличением глубины H разработки и изменения механических характеристик углевмещающей породной толщи. Эти закономерности строятся (по данным корреляционно-дисперсионного анализа базы данных результатов расчетов НДС системы «слоистый массив-крепь выработки») для разных значений расчетной прочности первого породного слоя (кровли или почвы, который наиболее влияет на величину перемещения конкретной точки) на сжатие в диапазоне, характерном для углевмещающих пород Западного Донбасса. Естественно, при этом остальные механические характеристики полной диаграммы деформирования породных слоев (в том числе и второго слоя кровли) зафиксированы конкретными значениями. Также выбирается и фиксируется типовое сечение выработки с соответствующей крепью из спецпрофиля СВП. Полученные значения перемещений $U_i^{x,y}$ характерных точек по контуру рамы называются типовыми $(U_i^{x,y})_m$.

3. При горно-геологических и горнотехнических условиях, отличающихся от типовых (либо по механическим характеристикам близлежащих породных слоев, либо по сечению выработки и виду крепи) величина типового пере-

мещения $(U_i^{x,y})_m$ корректируется рядом коэффициентов, каждый из которых соответствует изменению конкретного параметра.

4. Для выполнения вышеуказанной корректировки (по результатам расчетов НДС системы) строятся графики или таблицы, оценивающие влияние на величину типовых перемещений $(U_i^{x,y})_m$ изменения конкретного механического или геометрического параметра системы «слоистый массив-крепь выработки».

5. На величину типового перемещения конкретной характерной точки периметра выработки оказывают влияние группа механических и геометрических параметров системы. Построив графики и таблицы по оценке влияния каждого из параметров, получаем набор коэффициентов, которые, будучи умноженными на величину типового перемещения $(U_i^{x,y})_m$, дают окончательные значения перемещений конкретной характерной точки периметра выработки во всем диапазоне изменения горно-геологических и горнотехнических параметров, соответствующим условиям, например, Западного Донбасса.

6. Набор корректирующих коэффициентов необходим по причине того, что механические и геометрические параметры системы «слоистый массив-крепь выработки» по разному влияют на перемещение разных характерных точек по периметру выработки. Расчетами установлено такое количество корректирующих коэффициентов, которое является минимально достаточным для полной оценки эпюры перемещений внутреннего контура рамной крепи, почвы выработки и на этой основе анализа эксплуатационного состояния выработки.

3. МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА ПЛАСТОВЫХ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК

3.1. ОБЛАСТЬ И УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ

Методика является дополнением к руководящему нормативному документу Минуглепрома Украины КД 12.01.01.201-98 «Расположение, охрана и поддержание горных выработок при отработке угольных пластов на шахтах. Методические указания» (Киев: УкрНИМИ, 1998. – 149 с.) и к методическим положениям «Инструкция по поддержанию горных выработок на шахтах Западного Донбасса» (СПб. – Павлоград: ВНИМИ – ЗДНПЦ «Геомеханика», 1994. – 95 с.) в части расчета эпюры перемещений контура крепи выработки при комплексной оценке ее эксплуатационного состояния.

Методика распространяется на горизонтальные и наклонные выемочные выработки, находящиеся в определенный период времени вне зоны влияния очистных работ, проводимые по угольному пласту с подрывкой пород кровли и почвы, например, для условий шахт Западного Донбасса на глубинах до 600 м.

Методика предназначена для прогнозной оценки проектных решений по выбору типовых сечений пластовых горных выработок, широко применяемых в условиях отработки пологих тонких угольных пластов в слоистом массиве слабых пород:

– сечения с крепью КШПУ-9,5...КШПУ-20,2 (Сечения горных выработок, закрепленных металлической крепью КШПУ. – Павлоград: фонды ОАО «Павлоградуголь», 2007. – 73 с.; ТУ У 29.5-00179051-001-2003);

– сечения с крепью КМП-А3-7,9...КМП-А3-18,3 (Сечения горных выработок, закрепленных металлической арочной крепью из взаимозаменяемого шахтного профиля (крепь АП). – Киев: ЦИТТ Госстроя СССР, 1985. – 256 с.; ТУ У 12.00185790.078-96. Крепи арочные податливые; ТУ У 12.00185790.083-98. Крепи металлические податливые арочные КМП-А).

В горно-геологических и горнотехнических условиях, отличающихся от указанных, прогноз перемещений контура выработки и оценка ее эксплуатационного состояния должны производиться в соответствии с нормативными методическими указаниями [27, 28].

Рекомендации настоящей методики предназначены для использования проектными организациями и техническими службами, например, шахт Западного Донбасса при проектировании, строительстве и эксплуатации подготовительных выработок вне зоны влияния очистных работ.

3.2. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Оценка эксплуатационного состояния выработки производится комплексно на основе сравнения прогнозируемой эпюры перемещений контура выработки с допускаемыми нормами податливости крепи, потери сечения (надежность проветривания), минимально допустимыми зазорами между крепью и транспортными средствами, прохода людей, безопасной величиной пучения пород почвы.

Для однозначного толкования координат точек отсчета прогнозируемых перемещений при проверке условий безопасной эксплуатации выработки расчет эпюры перемещений ее контура производится относительно внутренней поверхности контура рамной крепи и поверхности почвы до отсыпки балласта.

При изменении механических характеристик близлежащих породных слоев по длине выработки более, чем на 30%, в соответствии с требованиями КД 12.01.01.201-98, расчет эпюры перемещений контура выработки и оценка ее эксплуатационного состояния должны производиться отдельно по соответствующим участкам.

Прогноз эпюры перемещений контура рамной крепи подготовительной выработки осуществляется за период ее функционирования до начала влияния очистных работ.

Методика расчета эпюры перемещений контура выработки построена на основе результатов многофакторного компьютерного моделирования геомеханических процессов в окрестности пластовой выработки [11-26], сооружаемой в неоднородном слоистом массиве слабых горных пород со структурой и механическими характеристиками, соответствующими углевмещающей толще Западного района Донбасса.

Комплекс многофакторных вычислительных экспериментов выполнен на базе метода конечных элементов с помощью современных прикладных программ и их приложений: построение моделей – *Solid Works 2005*, расчет напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «слоистый массив-крепь выработки» – *Cosmos Works, Desain-Star, Cosmos-M*.

Размеры пространственной геомеханической модели обоснованы из условия отсутствия на ее поверхностях влияния выработки на исходное негидростатическое состояние углевмещающей толщи и составляют: по вертикальной оси 80 м, по горизонтальной оси 60 м, вдоль выработки смоделировано 5 рам.

Структура близлежащего к выработке массива, где развиваются основные геомеханические процессы, представлена угольным пластом с диапазоном колебания его общей мощности 0,7...1,2 м, тремя породными слоями в кровле и двумя породными слоями в почве (рис. 3.1).

Поведение углевмещающего массива смоделировано по полной диаграмме деформирования породы и угля, включая стадии разупрочнения и

разрыхления, которая характеризуется четырьмя параметрами: $\sigma_{сж_i}^{K,II}$ – предел прочности на одноосное сжатие; $\left(\sigma_{сж_i}^{K,II}\right)^0 / \sigma_{сж_i}^{K,II}$ – относительная остаточная прочность породы (угля) на стадии разрыхления; $\left(E_i^{K,II}\right)_{у.м}$ – условно-мгновенный модуль деформации;

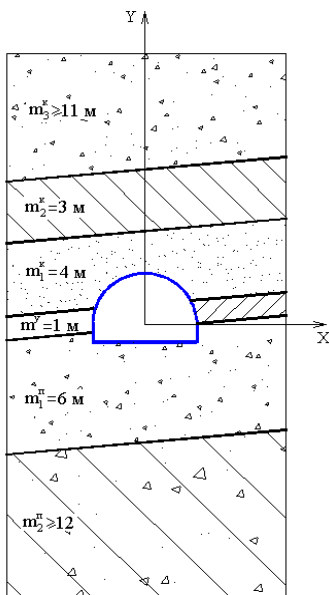


Рис. 3.1. Модель структуры углевмещающей толщи пород Западного Донбасса

относительный модуль спада на стадии разупрочнения (индексы «K» и «II» при параметрах обозначают кровлю или почву, индекс «i» = 1, 2, 3 – номер слоя, начиная от угольного пласта).

Моделирование геомеханических процессов в окрестности пластовой выработки выполнено с учетом потери сцепления по плоскостям напластований близлежащих породных слоев, как это наблюдается в шахтных условиях и подтверждено соответствующими расчетами.

Размещение выработки относительно угольного пласта выполнено с комбинированной подрывкой кровли и почвы. Смоделированы типовые сечения выработок с реальными геометрическими параметрами крепей КМП-А3 и КШПУ из спецпрофиля СВГ, межрамного ограждения с железобетонной или деревянной затяжкой и забутованного закрепного пространства. Механические характеристики каждого из элементов паспорта крепления отражают полную диаграмму деформирования их материала.

Закономерности развития эпюры перемещений контура пластовой выработки вне зоны влияния очистных работ получены на основе многофакторного корреляционно-дисперсионного анализа базы результатов расчета НДС системы «слоистый массив-крепь выработки» [11-26].

3.3. ОСНОВНЫЕ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. При расчете эпюры перемещений контура пластовой выработки и оценке ее эксплуатационного состояния основными исходными данными являются:

- глубина размещения выработки;
- механические характеристики близлежащих породных слоев кровли и

почвы угольного пласта, описывающие полную диаграмму их деформирования (сопротивление породы одноосному сжатию, остаточная прочность породы на стадии разрыхления, модуль деформации, модуль спада на стадии разупрочнения), реологический показатель;

– степень влияния ослабляющих факторов структурной нарушенности и обводненности породного массива;

– геометрические параметры сечения выработки и ее крепи, схема размещения оборудования с соответствующими зазорами и расстояниями до внутренней поверхности рамной крепи.

Расчетная глубина размещения выработки H согласно КД 12.01.01.201-98 определяется по формуле

$$H = H_{np} \cdot K, \quad (3.1)$$

где H_{np} – проектная фактическая глубина размещения выработки или ее участка от поверхности, м;

K – коэффициент концентрации напряжений, учитывающий отличие напряженного состояния массива горных пород от негидростатического состояния, обусловленного только собственным весом толщи пород до поверхности; для обычных условий вне зоны влияния очистных работ и тектонических нарушений $K = 1$; для участков выработок в дизъюнктивных нарушениях с амплитудой свыше 50 м или в замках складок радиусом менее 100 м $K = 1,5$ или принимается на основе экспериментальных данных; для участков выработок, расположенных в зонах повышенного горного давления, величина K определяется по заключению УкрНИМИ.

Проектная фактическая глубина размещения выработки изменяется в диапазоне $H_{np} = 200...600$ м, учитывая заканчивающуюся отработку верхних горизонтов шахт ОАО «Павлоградуголь».

Проявления горного давления в процессе формирования вокруг выработки областей разупрочненных пород практически полностью определяются свойствами близлежащих к пласту угля трех породных слоев кровли (без учета возможной «ложной» кровли) на высоту до 15 м и двух породных слоев почвы (без учета «ложной» почвы) на глубину до 10 м. Из них наиболее существенное влияние (10% и более) на величину прогнозируемого перемещения по разным участкам контура выработки оказывают:

– в районе замка свода – угольный пласт, первый и второй породные слои кровли;

– в своде и боках выработки по высоте зоны прохода людей и движения транспортных средств – угольный пласт, первый и второй породные слои кровли, первый слой почвы;

– по ширине почвы выработки – угольный пласт, первые породные слои кровли и почвы.

В целом, по всему контуру выработки существенное влияние на эпюру перемещений оказывают первый и второй породные слои кровли на высоту до 8 м, угольный пласт, первый слой почвы на глубину до 6 м. Механические характеристики указанных близлежащих породных слоев обязательны к дифференцированному учету без усреднения. Механические характеристики угольного пласта усреднены по причине весьма ограниченного диапазона их изменения для условий Западного Донбасса. Механические характеристики третьего породного слоя кровли и второго слоя почвы усреднены по причине их пониженного влияния (менее 10%) на эпюру перемещений контура пластовой выработки.

Выбор механических характеристик близлежащих породных слоев производится по данным инженерно-геологических изысканий на конкретном участке шахтного поля. При отсутствии некоторых данных о свойствах горных пород (особенно в запредельном состоянии) ориентировочные значения механических характеристик пород Западного Донбасса выбираются по данным таблиц А1 и А2 Приложения А, сформированного на базе исследований ИГТМ НАН Украины и НГУ.

Расчетное сопротивление близлежащих породных слоев сжатию $R_{1,2}^{K,\Pi}$ определяется по формуле [27]

$$R_{1,2}^{K,\Pi} = \sigma_{сж1,2}^{K,\Pi} \cdot K_c \cdot K_w \cdot K_t, \quad (3.2)$$

где $\sigma_{сж1,2}^{K,\Pi}$ – среднее значение сопротивления породы в образце одноосному сжатию, МПа;

K_c – коэффициент, учитывающий дополнительную нарушенность массива пород поверхностями ослабления без сцепления или малой связностью; определяется по таблице 3.1;

K_w – коэффициент, учитывающий разупрочнение обводняемых пород в результате фильтрации по массиву воды водоносных горизонтов; определяется по таблице 3.2;

K_t – коэффициент, учитывающий снижение сопротивления породы одноосному сжатию при длительном нагружении; рассчитывается по формуле

$$K_t = \sqrt{1 - \frac{x}{\beta}}, \quad (3.3)$$

здесь $\frac{x}{\beta}$ – реологический показатель; определяется в соответствии с исследованиями ИГТМ НАН Украины по уравнению

$$\frac{x}{\beta} = 0,8 - 0,326 \lg \sigma_{сж1,2}^{K,II} \quad (3.4)$$

Таблица 3.1

КОЭФФИЦИЕНТ СТРУКТУРНОГО ОСЛАБЛЕНИЯ ПОРОД

Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород, м	K_c
Более 1,5 м	0,9
1,5...1,0	0,8
1,0...0,5	0,6
0,5...0,1	0,4
Менее 0,1	0,2

Таблица 3.2

КОЭФФИЦИЕНТ РАЗУПРОЧНЕНИЯ ОБВОДНЕННЫХ ПОРОД

Тип пород	K_w
Песчаники и сланцы кремнистые	0,8
Песчаники известковые и известняки	0,7
Песчаники глинистые и алевролиты	0,6
Аргиллиты и мергели	0,5
Глины	0,4...0,5

Инженерно-геологическими изысканиями и испытаниями механических свойств углевещающих пород Западного Донбасса установлено, что по всем шахтам ОАО «Павлоградуголь» среднее значение сопротивления одноосному сжатию изменяется от 10,5 МПа (ш. «Павлоградская») до 28 МПа (ш. «Степная») при вариации $\sigma_{сж1,2}^{K,II}$ от 6 МПа (ш. «им. Героев Космоса») до 55 МПа (ш. «Степная»). Тогда расчетный предел длительной прочности на сжатие $R_{1,2}^{K,II}$ в соответствии с формулами (3.2)-(3.4) изменяется в пределах $R_{1,2}^{K,II} = 1,2...23,1$ МПа. Исключая экстремальные (редко встречающиеся) крайние значения, расчет перемещений контура выработки проводится для интервала $R_{1,2}^{K,II} = 2,5...20$ МПа.

Расчетный модуль деформации близлежащих породных слоев определяется по формуле

$$E_{1,2}^{K,II} = (E_{1,2}^{K,II})_{y.m} \cdot \left(1 - \frac{x}{\beta}\right), \quad (3.5)$$

где $(E_{1,2}^{K,\Pi})_{y,m}$ – условно-мгновенный модуль деформации породы; определяется по данным инженерно-геологических изысканий или по таблице А1 Приложения А. Расчет перемещений контура выработки проводится для интервала $E_{1,2}^{K,\Pi} = (0,2...2) \cdot 10^4$ МПа, характерного для углевмещающих пород Западного Донбасса.

Механические характеристики запредельного деформирования близлежащих породных слоев $(\sigma_{сж1,2}^{K,\Pi})^0 / \sigma_{сж1,2}^{K,\Pi}$ и $M_{1,2}^{K,\Pi} / E_{1,2}^{K,\Pi}$ выбираются в зависимости от типа горной породы по данным таблицы А2 Приложения А. Методика расчета перемещений контура выработки охватывает интервалы изменения параметров $(\sigma_{сж1,2}^{K,\Pi})^0 / \sigma_{сж1,2}^{K,\Pi} = 0,05...0,25$; $M_{1,2}^{K,\Pi} / E_{1,2}^{K,\Pi} = 0,5...5$.

Геометрические параметры типовых сечений горных выработок с крепями серий КМП-А3 и КШПУ определяются по данным Приложений Б и В. Диапазоны изменения типоразмеров выработки: КМП-А3-7,9...КМП-А3-18,3; КШПУ-9,5...КШПУ-20,2.

3.4. РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА РАМНОЙ КРЕПИ ПЛАСТОВЫХ ВЫРАБОТОК

Все размеры типового сечения берутся в свету до осадки, а расчет перемещений контура выработки устанавливает ее окончательные размеры, уменьшающиеся под воздействием проявлений горного давления.

3.4.1. ОПУСКАНИЕ ЗАМКА СВОДА РАМНОЙ КРЕПИ

Величина вертикальных перемещений $U_{св}^y$ в замке свода рассчитывается по формуле

$$U_{св}^y = (U_{св}^y)_m \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_5, \quad (3.6)$$

где $(U_{св}^y)_m$ – вертикальное перемещение замка свода рамной крепи в типовых условиях;

K_1 – коэффициент влияния расчетного сопротивления сжатию R_2^K второго породного слоя кровли;

K_2 – коэффициент влияния относительной остаточной прочности

$(\sigma_{сж1,2}^K)^0 / \sigma_{сж1,2}^K$ породных слоев кровли;

K_3 – коэффициент влияния расчетных модулей деформации $E_{1,2}^K$ породных слоев кровли;

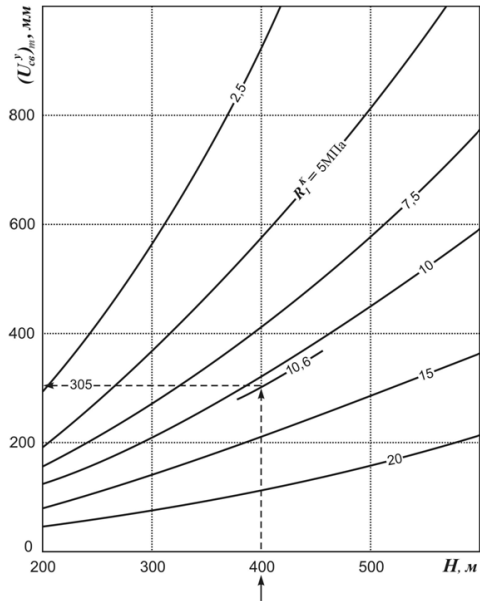
K_4 – коэффициент влияния относительного модуля спада M_1^K / E_1^K первого породного слоя кровли;

K_5 – коэффициент влияния типоразмера сечения выработки и вида применяемой крепи.

Величина $(U_{св}^y)_m$ определяется по графикам на рис. 3.2 в зависимости от расчетной глубины H расположения выработки и расчетного сопротивления сжатию R_1^K первого породного слоя кровли для типовых условий поддержания выработки: типоразмер сечения выработки КМП-А3-13,8; расчетное сопротивление сжатию второго породного слоя кровли $R_2^K = 10$ МПа; относительная величина остаточной прочности породных слоев кровли

$(\sigma_{сж1,2}^K)^0 / \sigma_{сж1,2}^K = 0,15$; расчетный модуль деформации породных слоев кровли $E_{1,2}^K = 0,6 \cdot 10^4$ МПа; относительный модуль спада первого породного слоя кровли $M_1^K / E_1^K = 1,3$.

Коэффициент K_1 определяется по таблице 3.3 в зависимости от сочетаний расчетных сопротивлений сжатию первого и второго породных слоев кровли.



**Рис. 3.2. Графики для определения
 типового вертикального перемещения
 замка свода $(U_{св}^y)_m$ рамной крепи**

Таблица 3.3

R_1^K , МПа / R_2^K , МПа	2,5	5	7,5	10	≥ 15
2,5	$\frac{1,67}{1,88}$	$\frac{1,38}{1,50}$	$\frac{1,29}{1,37}$	$\frac{1,26}{1,32}$	$\frac{1,23}{1,27}$
5	$\frac{1,38}{1,49}$	$\frac{1,24}{1,30}$	$\frac{1,18}{1,24}$	$\frac{1,17}{1,20}$	$\frac{1,15}{1,17}$
7,5	$\frac{1,16}{1,21}$	$\frac{1,10}{1,14}$	$\frac{1,09}{1,11}$	$\frac{1,08}{1,09}$	$\frac{1,07}{1,08}$
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
15	$\frac{0,77}{0,72}$	$\frac{0,83}{0,79}$	$\frac{0,86}{0,82}$	$\frac{0,87}{0,84}$	$\frac{0,88}{0,86}$
20	$\frac{0,62}{0,54}$	$\frac{0,70}{0,64}$	$\frac{0,73}{0,68}$	$\frac{0,75}{0,72}$	$\frac{0,77}{0,74}$

Примечание: в числителе приведены значения K_1 при $H = 200$ м, в знаменателе – при $H = 600$ м.

Коэффициент K_2 определяется по графикам на рис. 3.3 в зависимости от величины относительной остаточной прочности $\left(\sigma_{сж1,2}^K\right)^0 / \sigma_{сж1,2}^K$ породных слоев кровли.

Коэффициент K_3 рассчитывается по графикам на рис. 3.4 в зависимости от расчетных модулей деформации $E_{1,2}^K$ породных слоев кровли.

Коэффициент K_4 определяется по графику на рис. 3.5 в зависимости от величины относительного модуля спада M_1^K / E_1^K первого породного слоя кровли.

Коэффициент K_5 определяется по таблице 3.4 в зависимости от типоразмера выработки и вида применяемой крепи: КМП-А3 или КШПУ.

Таблица 3.4

Вид крепи	Площадь поперечного сечения в свету до осадки, $S_{св}$, м ²					
КМП-А3	7,9	9,2	11,2	13,8	15,5	18,3
K_5	0,71	0,78	0,88	1,00	1,07	1,19
КШПУ	9,5	10,5	11,7	12,1	14,4	17,7
K_5	0,73	0,77	0,81	0,82	0,89	0,98

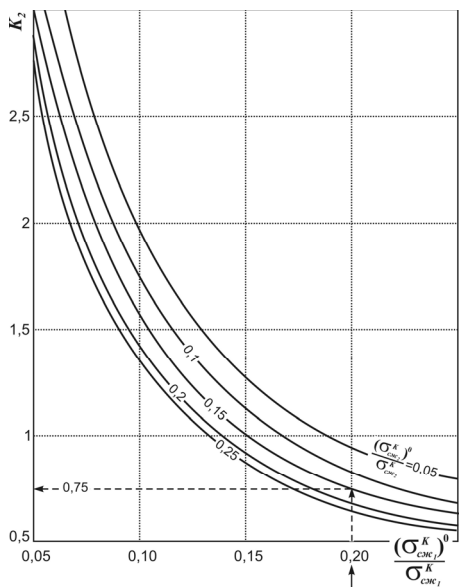


Рис. 3.3. Графики для определения коэффициента K_2 влияния относительной остаточной прочности породных слоев кровли

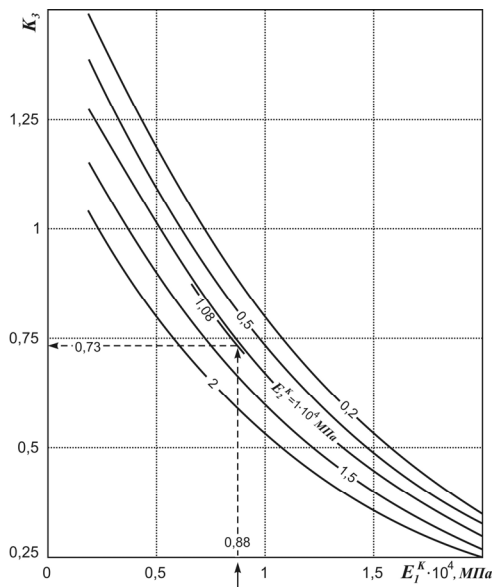


Рис. 3.4. Графики для определения коэффициента K_3 влияния модулей деформации породных слоев кровли

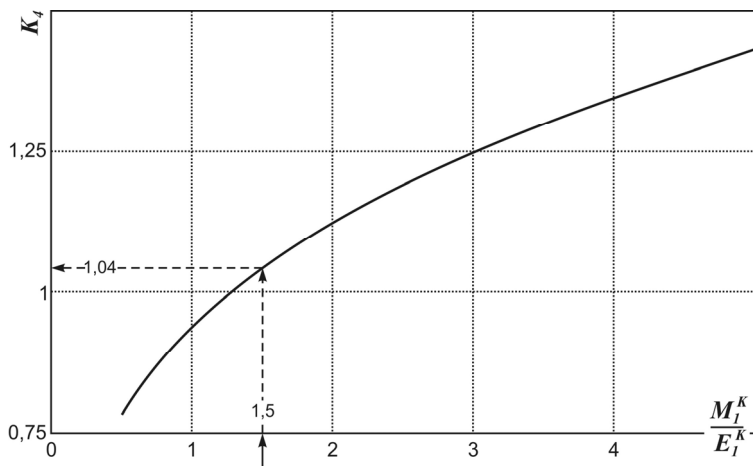


Рис. 3.5. График для определения коэффициента K_4 влияния относительного модуля спада первого породного слоя кровли

3.4.2. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ СВОДА РАМНОЙ КРЕПИ В ЗОНЕ ПРОХОДА ЛЮДЕЙ

Величина вертикальных перемещений U_{np}^y свода рамы в зоне прохода людей рассчитывается по формуле

$$U_{np}^y = (U_{np}^y)_m \cdot K_5 \cdot K_6 \cdot K_7, \quad (3.7)$$

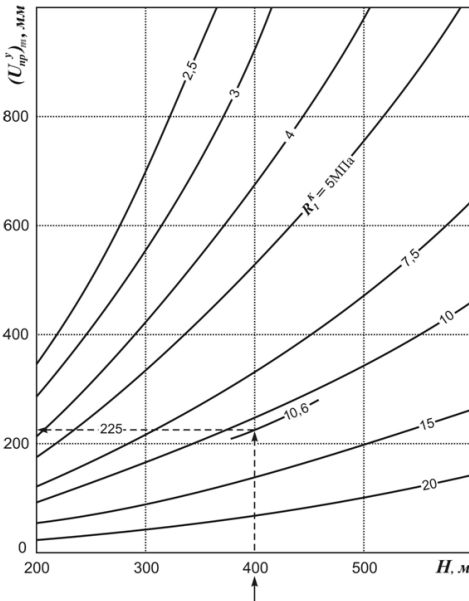


Рис. 3.6. Графики для определения типового вертикального перемещения свода рамной крепи $(U_{np}^y)_m$ в зоне прохода людей

где $(U_{np}^y)_m$ — вертикальное перемещение свода рамы в зоне прохода людей в типовых условиях;

K_6 — коэффициент влияния прочностных характеристик R_2^K и $(\sigma_{сж1}^K)^p / \sigma_{сж1}^K$ породных слоев кровли;

K_7 — коэффициент влияния деформационных характеристик E_1^K и M_1^K / E_1^K первого породного слоя кровли.

Величина $(U_{np}^y)_m$ определяется по графикам на рис. 3.6 в зависимости от расчетной глубины H расположения выработки и расчетного сопротивления сжатию R_1^K первого породного слоя кровли для типовых условий поддержания выработки, изложенных в §3.4.1.

Коэффициент K_6 определяется по графикам на рис. 3.7 в зависимости от расчетного сопротивления сжатию R_2^K второго породного слоя кровли и относительной остаточной прочности $(\sigma_{сж1}^K)^p / \sigma_{сж1}^K$ первого слоя кровли.

Коэффициент K_7 определяется по графикам на рис. 3.8 в зависимости от расчетного модуля деформации E_1^K и относительного модуля спада M_1^K / E_1^K первого породного слоя кровли.

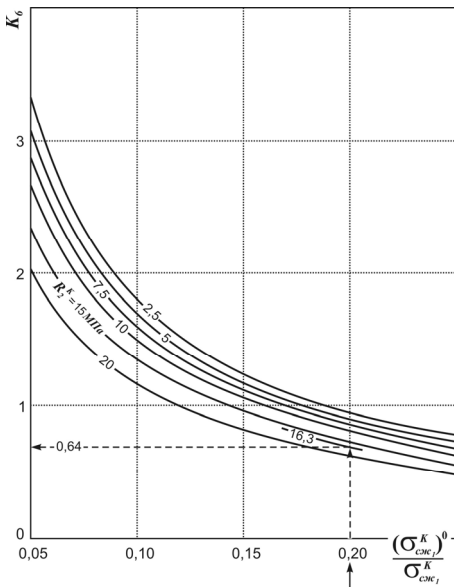


Рис. 3.7. Графики для определения коэффициента K_6 влияния прочностных характеристик породных слоев кровли

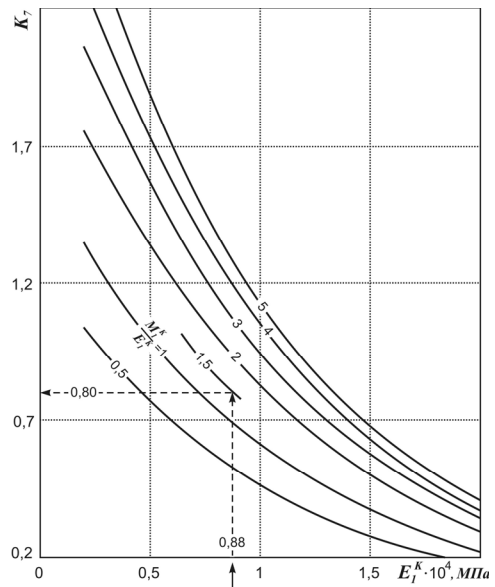


Рис. 3.8. Графики для определения коэффициента K_7 влияния деформационных характеристик первого породного слоя кровли

3.4.3. ВДАВЛИВАНИЕ СТОЕК РАМНОЙ КРЕПИ В ПОРОДЫ ПОЧВЫ ВЫРАБОТКИ

Величина вдавливания U_{cm}^y стоек рамы в породы почвы рассчитывается по формуле

$$U_{cm}^y = (U_{cm}^y)_m \cdot K_8 \cdot K_9 \cdot K_{10}, \quad (3.8)$$

где $(U_{cm}^y)_m$ – величина вдавливания стоек рамы в почву выработки в типовых условиях;

K_8 – коэффициент влияния расчетного сопротивления $R_{1,2}^K$ сжатию породных слоев кровли;

K_9 – коэффициент влияния механических характеристик E_1^{Π} и $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^p / \sigma_{сж1}^{\Pi}$ первого породного слоя почвы;

K_{10} – коэффициент влияния типоразмера сечения выработки и вида применяемой крепи.

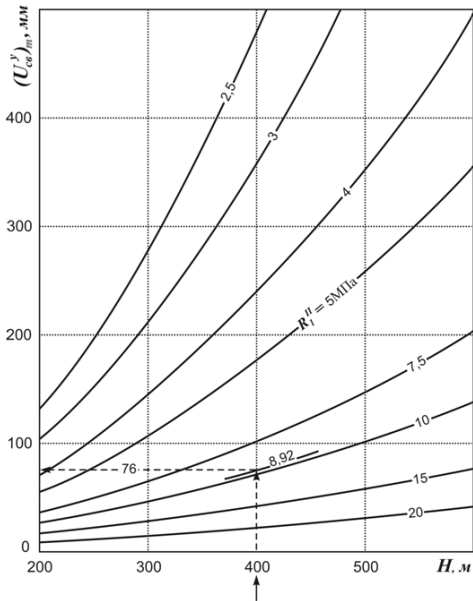


Рис. 3.9. Графики для определения вдавливания $(U_{cm}^y)_m$ стоек рамной крепи в почву выработки в типовых условиях

Величина $(U_{cm}^y)_m$ определяется по графикам на рис. 3.9 в зависимости от расчетной глубины H расположения выработки и расчетного сопротивления сжатию R_1^{II} первого породного слоя почвы для типовых условий поддержания выработки: типоразмер сечения выработки КМП-А3-13,8; расчетное сопротивление сжатию породных слоев кровли $R_1^K = R_2^K = 10$ МПа; относительная величина остаточной прочности первого породного слоя почвы $(\sigma_{сж1}^{II})^p / \sigma_{сж1}^{II} = 0,15$; расчетный модуль деформации первого породного слоя почвы $E_1^{II} = 0,6 \cdot 10^4$ МПа.

Коэффициент K_8 определяется по графикам на рис. 3.10 в зависимости от расчетного сопротивления сжатию $R_{1,2}^K$ первого и второго породных слоев кровли.

Таблица 3.5

Вид крепи	Площадь поперечного сечения выработки в свету до осадки крепи ($S_{св}$, м ²)					
	7,9	9,2	11,2	13,8	15,5	18,3
КМП-А3	7,9	9,2	11,2	13,8	15,5	18,3
K_{10}	0,78	0,83	0,91	1,00	1,05	1,13
КШПУ	9,5	10,5	11,7	12,1	14,4	17,7
K_{10}	0,96	1,01	1,08	1,10	1,21	1,35

Коэффициент K_9 определяется по графикам на рис. 3.11 в зависимости от расчетного модуля деформации E_1^{II} и относительной величины $(\sigma_{сж1}^{II})^p / \sigma_{сж1}^{II}$; остаточной прочности первого породного слоя почвы.

Коэффициент K_{10} определяется по таблице 3.5 в зависимости от типоразмера выработки и вида применяемой крепи.

3.4.4. ПОДНЯТИЕ ПОЧВЫ ПОСРЕДИНЕ ШИРИНЫ ВЫРАБОТКИ

Максимальная величина пучения почвы развивается в центральной части ширины выработки и вертикальная составляющая определяется по формуле

$$U_{поч} = (U_{поч})_m \cdot K_{11} \cdot K_{12} \cdot K_{13} \cdot K_{14}, \quad (3.9)$$

где $(U_{поч})_m$ – величина поднятия почвы по середине ширины выработки в типовых условиях;

K_{11} – коэффициент влияния расчетного сопротивления сжатию R_1^K первого породного слоя кровли;

K_{12} – коэффициент влияния механических характеристик $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^p / \sigma_{сж1}^{\Pi}$ и M_1^{Π} / E_1^{Π} предельного состояния первого породного слоя почвы;

K_{13} – коэффициент влияния расчетного модуля деформации E_1^K и E_1^{Π} первых породных слоев кровли и почвы;

K_{14} – коэффициент влияния типоразмера сечения выработки.

Величина $(U_{поч})_m$ определяется по графикам на рис. 3.12 в зависимости от расчетной глубины H расположения выработки и расчетного сопротивления сжатию R_1^{Π} первого породного слоя почвы для типовых условий поддержания выработки (§3.4.1) и при относительном модуле спада первого породного слоя почвы $M_1^{\Pi} / E_1^{\Pi} = 1,3$.

Коэффициент K_{11} определяется по таблице 3.6 в зависимости от сочетаний расчетных сопротивлений сжатию первых слоев кровли R_1^K и почвы R_1^{Π} .

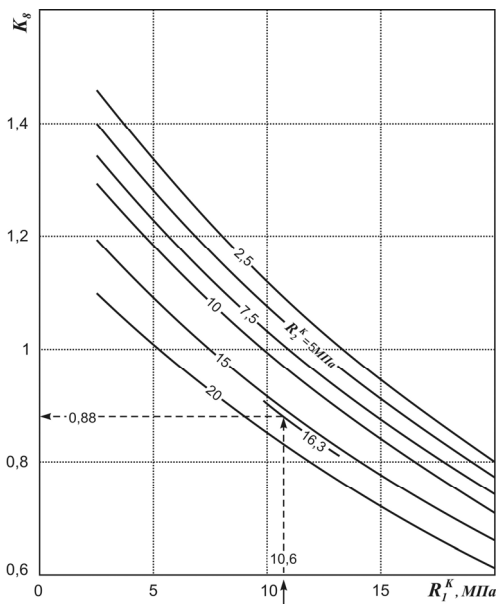


Рис. 3.10. Графики для определения коэффициента K_8 влияния расчетного сопротивления сжатию породных слоев кровли

Раздел 2. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ
 КОНТУРА ПЛАСТОВЫХ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В СЛОИСТОМ
 МАССИВЕ СЛАБЫХ ПОРОД И СПОСОБА ПРОГНОЗНОЙ ОЦЕНКИ
 ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО ИХ СОСТОЯНИЯ

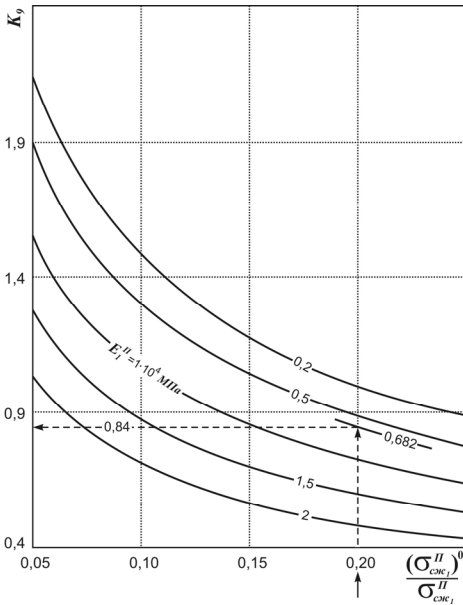


Рис. 3.11. Графики для определения коэф-
 фициента K_9 влияния механических харак-
 теристик первого породного слоя почвы

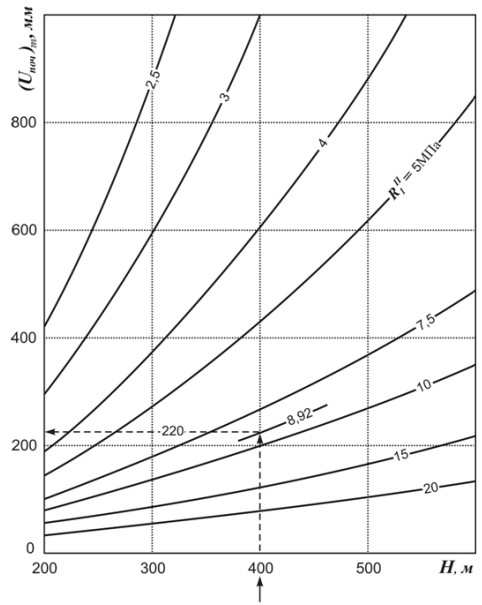


Рис. 3.12. Графики для определения под-
 нятия почвы посредине ширины выработ-
 ки $((U_{поч})_m)$ в типовых условиях

Таблица 3.6

$R_1^K, \text{ МПа}$ \ $R_1^{II}, \text{ МПа}$	2,5	5	7,5	10	15	20
2,5	$\frac{0,60}{0,55}$	$\frac{0,84}{0,80}$	$\frac{0,88}{0,86}$	0,88	0,86	$\frac{0,79}{0,82}$
5	$\frac{0,71}{0,66}$	$\frac{0,89}{0,86}$	0,92	0,92	0,91	0,88
7,5	$\frac{0,82}{0,79}$	$\frac{0,94}{0,92}$	0,96	0,96	0,96	0,94
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
15	$\frac{1,75}{1,86}$	$\frac{1,15}{1,19}$	$\frac{1,09}{1,11}$	1,09	1,09	$\frac{1,16}{1,12}$
20	$\frac{4,94}{5,55}$	$\frac{1,34}{1,46}$	$\frac{1,19}{1,23}$	1,17	$\frac{1,20}{1,18}$	$\frac{1,31}{1,24}$

Примечание: в числителе приведены значения K_{11} при $H = 200$ м, в знаменателе – при $H = 600$ м.

Коэффициент K_{12} определяется по графикам на рис. 3.13 в зависимости от относительной остаточной прочности $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^p / \sigma_{сж1}^{\Pi}$ и относительного модуля спада M_1^{Π} / E_1^{Π} первого породного слоя почвы.

Коэффициент K_{13} определяется по графикам на рис. 3.14 в зависимости от расчетного модуля деформации первых породных слоев кровли E_1^K и почвы E_1^{Π} .

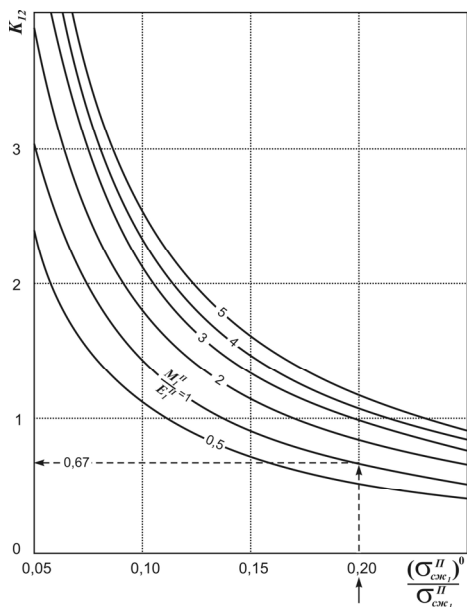


Рис. 3.13. Графики для определения коэффициента K_{12} влияния механических характеристик запредельного состояния первого породного слоя почвы

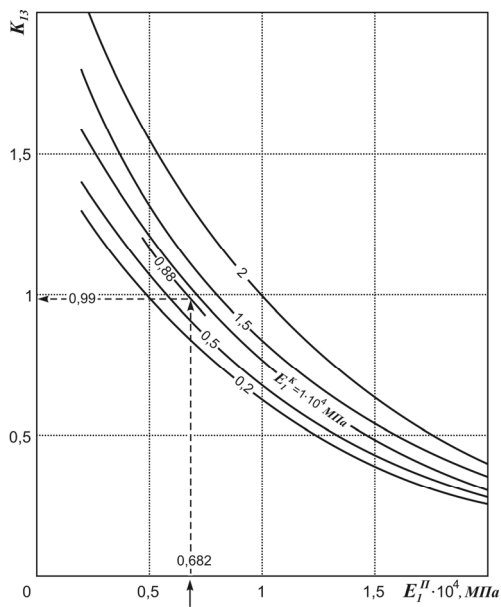


Рис. 3.14. Графики для определения коэффициента K_{13} влияния расчетного модуля деформации первых породных слоев кровли и почвы

Коэффициент K_{14} определяется по таблице 3.7 в зависимости от площади $S_{св}$ поперечного сечения выработки в свету до осадки.

Таблица 3.7

Вид крепи	Площадь поперечного сечения в свету до осадки, $S_{св}$, м ²					
КМП-АЗ	7,9	9,2	11,2	13,8	15,5	18,3
K_{14}	0,66	0,74	0,86	1,00	1,09	1,23
КШПУ	9,5	10,5	11,7	12,1	14,4	17,7
K_{14}	0,76	0,82	0,89	0,91	1,03	1,20

3.4.5. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ РАМНОЙ КРЕПИ В ЗОНЕ ПРОХОДА ЛЮДЕЙ

Величина горизонтального перемещения рамы U_{np}^x в зоне прохода людей рассчитывается по формуле

$$U_{np}^x = (U_{np}^x)_m \cdot K_{15} \cdot K_{16} \cdot K_{17} \cdot K_{18} \cdot K_{19} \cdot K_{20}, \quad (3.10)$$

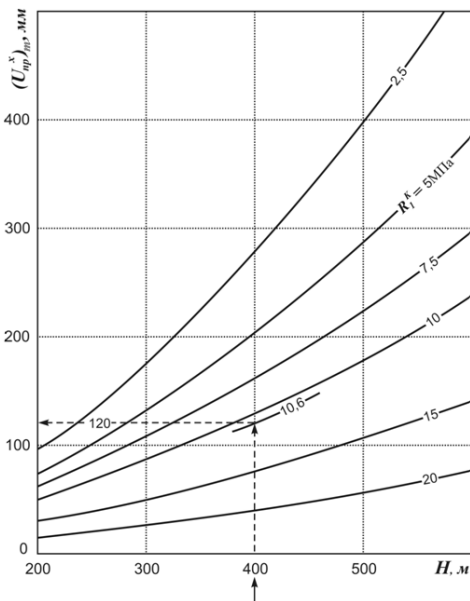


Рис. 3.15. Графики для определения горизонтального перемещения рамы в зоне прохода людей $(U_{np}^x)_m$ в типовых условиях

где $(U_{np}^x)_m$ – величина горизонтального перемещения рамы в зоне прохода людей в типовых условиях;

K_{15} – коэффициент влияния расчетного сопротивления сжатию R_1^{Π} первого породного слоя почвы;

K_{16} – коэффициент влияния соотношений R_2^K / R_1^K и R_1^{Π} / R_1^K расчетного сопротивления сжатию близлежащих породных слоев кровли и почвы;

K_{17} – коэффициент влияния механических характеристик $(\sigma_{с.ж1}^K)^{\rho} / \sigma_{с.ж1}^K$ и M_1^K / E_1^K запредельного состояния породного слоя кровли;

K_{18} – коэффициент влияния расчетных модулей деформации $E_{1,2}^K$ первого и второго породных слоев кровли;

K_{19} – коэффициент влияния расчетного модуля деформации E_1^{II} первого породного слоя почвы;

K_{20} – коэффициент влияния типоразмера сечения выработки и вида применяемой крепи.

Величина $(U_{np}^x)_m$ определяется по графикам на рис. 3.15 в зависимости от расчетной глубины H расположения выработки и расчетного сопротивления сжатию R_1^K первого породного слоя кровли для типовых условий поддержания выработки (§3.4.1).

Коэффициент K_{15} определяется по таблице 3.8 в зависимости от сочетаний расчетных сопротивлений сжатию первых породных слоев кровли R_1^K и почвы R_1^{II} .

Таблица 3.8

R_1^K , МПа \ R_1^{II} , МПа	2,5	5	7,5	10	≥ 15
2,5	$\frac{1,65}{2,04}$	$\frac{1,30}{1,52}$	$\frac{1,18}{1,33}$	$\frac{1,13}{1,24}$	$\frac{1,09}{1,16}$
5	$\frac{1,31}{1,50}$	$\frac{1,17}{1,28}$	$\frac{1,11}{1,19}$	$\frac{1,08}{1,14}$	$\frac{1,05}{1,10}$
7,5	$\frac{1,12}{1,19}$	$\frac{1,07}{1,12}$	$\frac{1,05}{1,08}$	$\frac{1,04}{1,06}$	$\frac{1,02}{1,04}$
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
15	$\frac{0,86}{0,77}$	$\frac{0,91}{0,84}$	$\frac{0,94}{0,88}$	$\frac{0,95}{0,90}$	$\frac{0,96}{0,92}$
20	$\frac{0,78}{0,65}$	$\frac{0,86}{0,74}$	$\frac{0,89}{0,79}$	$\frac{0,91}{0,83}$	$\frac{0,92}{0,86}$

Примечание: в числителе приведены значения K_{15} при $H = 200$ м, в знаменателе – при $H = 600$ м.

Коэффициент K_{16} определяется по графикам на рис. 3.16 в зависимости

от соотношений R_2^K / R_1^K и R_1^{Π} / R_1^K расчетного сопротивления сжатию близлежащих породных слоев кровли и почвы.

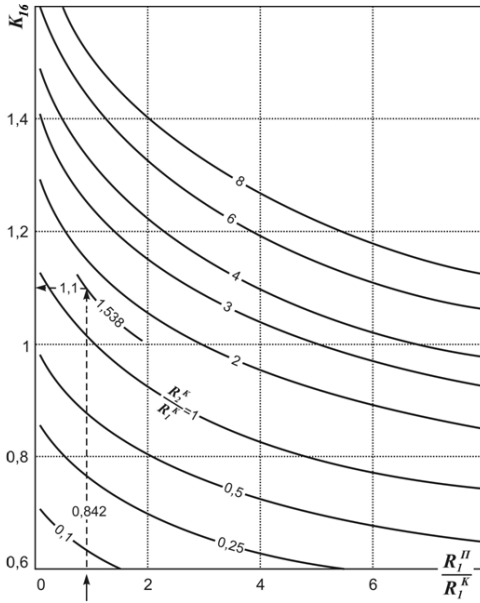


Рис. 3.16. Графики для определения коэффициента K_{16} влияния соотношений расчетного сопротивления сжатию близлежащих породных слоев кровли и почвы

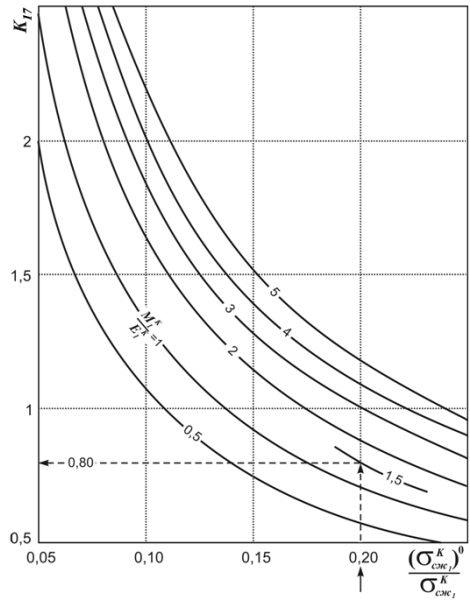


Рис. 3.17. Графики для определения коэффициента K_{17} влияния механических характеристик запредельного состояния первого породного слоя кровли

Коэффициент K_{17} определяется по графикам на рис. 3.17 в зависимости от механических характеристик $(\sigma_{сж1}^K)^0 / \sigma_{сж1}^K$ и M_1^K / E_1^K запредельного состояния первого породного слоя кровли.

Коэффициент K_{18} определяется по графикам на рис. 3.18 в зависимости от расчетных модулей деформации первого и второго $E_{1,2}^K$ породных слоев кровли.

Коэффициент K_{19} определяется по графикам на рис. 3.19 в зависимости от расчетного модуля деформации E_1^{Π} первого породного слоя почвы.

Коэффициент K_{20} определяется по таблице 3.9 в зависимости от типа-размера выработки и вида применяемой крепи.

Таблица 3.9

Вид крепи	Площадь поперечного сечения в свету до осадки, $S_{св}$, м ²					
КМП-АЗ	7,9	9,2	11,2	13,8	15,5	18,3
K_{20}	0,73	0,79	0,89	1,0	1,07	1,17
КШПУ	9,5	10,5	11,7	12,1	14,4	17,7
K_{20}	0,92	0,98	1,05	1,07	1,19	1,34

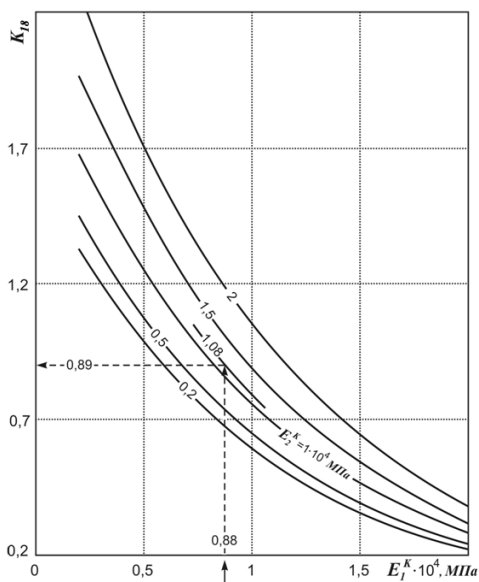


Рис. 3.18. Графики для определения коэффициента K_{18} влияния расчетных модулей деформации первого и второго породных слоев кровли

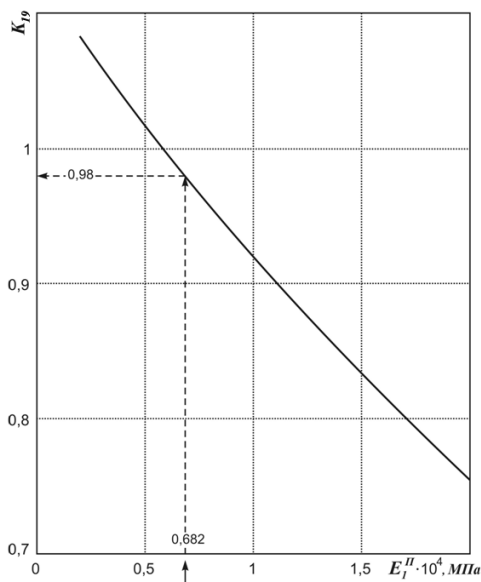


Рис. 3.19. Графики для определения коэффициента K_{19} влияния расчетного модуля деформации первого породного слоя почвы

3.4.6. ГОРИЗОНТАЛЬНОЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ОПОР СТОЕК РАМНОЙ КРЕПИ

Величина горизонтального перемещения опор стоек рамы U_{cm}^x определяется по формуле

$$U_{cm}^x = (U_{cm}^x)_m \cdot K_{21} \cdot K_{22} \cdot K_{23} \cdot K_{24} \cdot K_{25}, \quad (3.11)$$

где $(U_{cm}^x)_m$ – горизонтальное перемещение опор стоек рамы в типовых условиях;

K_{21} – коэффициент влияния относительного модуля спада M_1^K / E_1^K первого породного слоя кровли;

K_{22} – коэффициент влияния механических характеристик запредельного состояния $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^p / \sigma_{сж1}^{\Pi}$ и M_1^{Π} / E_1^{Π} первого породного слоя почвы;

K_{23} – коэффициент влияния расчетного модуля деформации первых породных слоев кровли E_1^K и почвы E_1^{Π} ;

K_{24} – коэффициент влияния отношения R_1^K / R_1^{Π} расчетного сопротивления сжатию первых породных слоев кровли и почвы;

K_{25} – коэффициент влияния типоразмера сечения выработки и вида применяемой крепи.

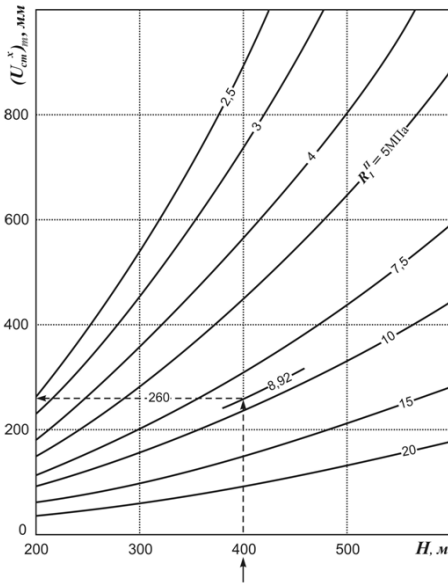


Рис. 3.20. Графики для определения горизонтального перемещения опор стоек рамы $(U_{cm}^x)_m$ в типовых условиях

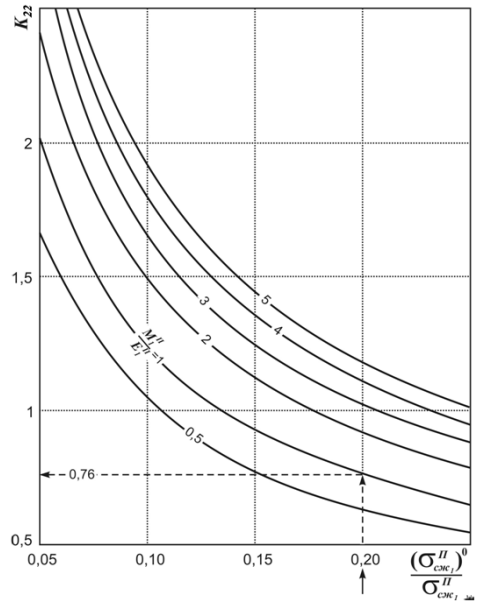


Рис. 3.21. Графики для определения коэффициента K_{22} влияния механических характеристик запредельного состояния первого породного слоя почвы

Величина $(U_{cm}^x)_m$ определяется по графикам на рис. 3.20 в зависимости от расчетной глубины H расположения выработки и расчетного сопротивления сжатию R_1^{II} первого породного слоя почвы для типовых условий поддержания выработки (§3.4.1).

Коэффициент K_{21} определяется по таблице 3.10 в зависимости от сочетаний расчетного сопротивления сжатию R_1^{II} первого породного слоя почвы и относительного модуля спада M_1^K / E_1^K первого породного слоя кровли.

Таблица 3.10

R_1^{II} , МПа	2,5	5	7,5	≥ 10
M_1^K / E_1^K				
0,5	$\frac{1,11}{1,14}$	$\frac{1,08}{1,12}$	$\frac{1,06}{1,11}$	$\frac{1,05}{1,10}$
1	$\frac{1,03}{1,04}$	$\frac{1,02}{1,03}$	$\frac{1,02}{1,03}$	$\frac{1,01}{1,02}$
2	$\frac{0,96}{0,94}$	$\frac{0,97}{0,95}$	$\frac{0,97}{0,96}$	$\frac{0,98}{0,96}$
3	$\frac{0,92}{0,89}$	$\frac{0,94}{0,91}$	$\frac{0,95}{0,92}$	$\frac{0,96}{0,93}$
5	$\frac{0,87}{0,83}$	$\frac{0,91}{0,86}$	$\frac{0,93}{0,87}$	$\frac{0,94}{0,88}$

Примечание: в числителе приведены значения K_{21} при $H = 200$ м, в знаменателе – при $H = 600$ м.

Коэффициент K_{22} определяется по графикам на рис. 3.21 в зависимости от механических характеристик $(\sigma_{сж1}^{II})^p / \sigma_{сж1}^{II}$ и M_1^{II} / E_1^{II} запредельного состояния первого породного слоя почвы.

Коэффициент K_{23} определяется по графикам на рис. 3.22 в зависимости от расчетного модуля деформации первых породных слоев кровли E_1^K и почвы E_1^{II} .

Коэффициент K_{24} определяется по графику на рис. 3.23 в зависимости от отношения $R_1^K / R_1^П$ расчетных сопротивлений сжатию первых породных слоев кровли и почвы.

Коэффициент K_{25} определяется по таблице 3.9 для крепи КМП-А3 и по таблице 3.11 для крепи КШПУ в зависимости от площади поперечного сечения выработки в свету до осадки.

Таблица 3.11

Крепь КШПУ	Площадь поперечного сечения в свету до осадки, $S_{св}$, м ²					
	9,5	10,5	11,7	12,1	14,4	17,7
K_{25}	1,09	1,16	1,25	1,28	1,45	1,67

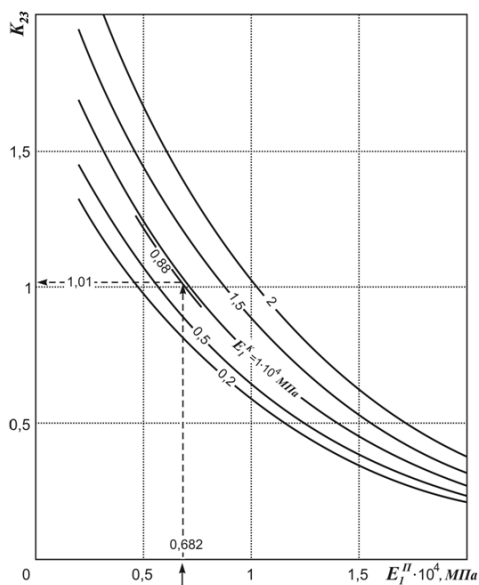


Рис. 3.22. Графики для определения коэффициента K_{23} влияния расчетного модуля деформации первых породных слоев кровли и почвы

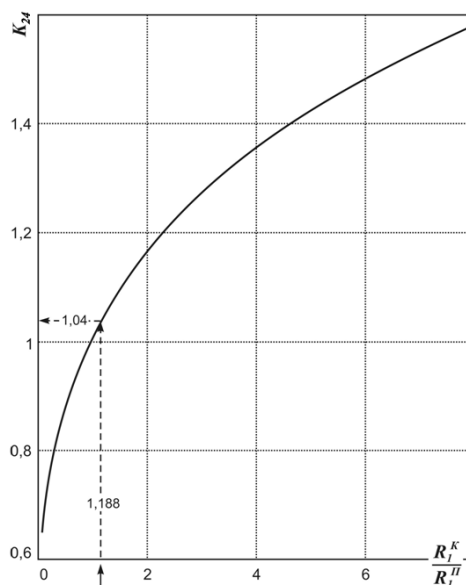


Рис. 3.23. Графики для определения коэффициента K_{24} влияния отношения расчетных сопротивлений сжатию первых породных слоев кровли и почвы

3.4.7. ПЛОЩАДЬ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ В СВЕТУ ПОСЛЕ ОСАДКИ

Величина площади поперечного сечения в свету после осадки $S_{св}^{n.o}$ рассчитывается по формуле

$$S_{св}^{n.o} = S_{св}(1 - \Pi_s), \quad (3.12)$$

где Π_s – относительная потеря сечения выработки в процессе осадки под воздействием проявлений горного давления.

Для выработок с крепью КМП-А3 относительная потеря сечения определяется по формуле

$$\Pi_s = S_{св}^{-0,5} (1,04U_{св}^y + 1,51U_{np}^x + 0,84U_{ноч} + 1,29U_{см}^y). \quad (3.13)$$

Для выработок с крепью КШПУ относительная потеря сечения определяется по формуле

$$\Pi_s = S_{св}^{-0,5} (0,93U_{св}^y + 1,461U_{np}^x + 0,52U_{см}^x + 0,69U_{ноч} + 1,09U_{см}^y). \quad (3.14)$$

Составляющие перемещения контура выработки вычисляются по выражениям (3.6), (3.8)-(3.11) и подставляются в метрах в формулы (3.13) и (3.14).

4. ПРОГНОЗНАЯ ОЦЕНКА ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛАСТОВЫХ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК

4.1. КРИТЕРИИ ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛАСТОВЫХ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК

Условия надежной и безопасной эксплуатации выработки оцениваются по четырем основным факторам: устойчивость рамной крепи, безопасное движение транспортных средств, безопасный проход людей, надежная вентиляция.

Выбор номера спецпрофиля и шага установки рамной крепи осуществляется по методике КД 12.01.01.201-98 в соответствии с прогнозируемыми перемещениями кровли боков и почвы выработки.

Надежное состояние рамной крепи предполагает ее работу в податливом режиме и проверяется по критериям

$$U_{np}^y \leq 0,3; \text{ м}; \quad (4.1)$$

$$U_{np}^x \leq 0,1 \text{ м}. \quad (4.2)$$

Обеспечение условий безопасного движения транспортных средств предполагает сохранение допустимых зазоров при работе различных видов транспорта: подвижной состав, конвейер, монорельсовая или напочвенная дороги.

При монорельсовом транспорте безопасный вертикальный зазор проверяется по условию

$$\delta_1^6 - U_{cv}^y - U_{noc} - U_{cm}^y \geq 0,4 \text{ м}, \quad (4.3)$$

где δ_1^6 – вертикальный зазор до осадки крепи «между днищем сосуда или нижней кромкой перевозимого груза и почвой выработки или расположенным на почве оборудованием».

При монорельсовом транспорте безопасный горизонтальный зазор проверяется по условиям:

– верхняя часть габарита

$$\delta_1^x - U_{np}^x \geq 0,2 \text{ м (0,3 м)}; \quad (4.4)$$

– нижняя часть габарита

$$\delta_1^x - 0,5 (U_{np}^x + U_{cm}^x) \geq 0,2 \text{ м (0,3 м)}, \quad (4.5)$$

где δ_1^x – горизонтальный зазор до осадки крепи «между крепью и наиболее выступающей кромкой габарита подвижного состава или перевозимого груза».

При скорости движения до 1 м/с допустимый зазор – 0,2 м, при скоростях движения более 1 м/с зазор увеличивается до 0,3 м.

При рельсовом транспорте сохранность рельсового пути и безопасность перевозок обеспечивается при величине пучения почвы до 0,3 м, что выполняется при условии

$$U_{noc} \leq 0,3 \text{ м}. \quad (4.6)$$

В двухпутных выработках требования безопасности перевозок по углу наклона рельсового пути проверяются по условию

$$(1 - K_{nyч}) \frac{0,6 + 3l_{кол}}{l_в} U_{noc} \leq \delta_2^y, \quad (4.7)$$

где δ_2^y – допустимая разница по высоте между уровнями головок рельс одного пути;

$l_{кол}$ – ширина колеи рельсового пути;

$l_в$ – ширина выработки по почве в свету до осадки;

$K_{nyч}$ – коэффициент неравномерности пучения по ширине выработки:

для типоразмеров выработки с крепью КМП-А3 – $K_{nyч} = 0,67$ со стороны восстания пласта и $K_{nyч} = 0,57$ со стороны падения; для типоразмеров с крепью КШПУ – $K_{nyч} = 0,65$ со стороны восстания и $K_{nyч} = 0,60$ со стороны падения.

При рельсовом транспорте безопасный горизонтальный зазор проверяется по условию

$$\delta_2^x - U_{np}^x \geq 0,25 \text{ м}, \quad (4.8)$$

где δ_2^x – горизонтальный зазор до осадки крепи «между крепью или размещенным в выработках оборудованием и трубопроводами и наиболее выступающей кромкой габарита подвижного состава».

При конвейерном транспорте безопасный вертикальный зазор проверяется по условию

$$\delta_3^y - U_{св}^y - U_{cm}^y - U_{noc} \geq 0,5 \text{ м (0,6 м)}, \quad (4.9)$$

где δ_3^y – вертикальный зазор до осадки крепи «от верхней выступающей

части конвейера до верхняка рамы».

Примечание: у натяжных и приводных головок конвейера минимально допустимый зазор должен быть не менее 0,6 м.

При конвейерном транспорте (независимо от наличия других транспортных средств) безопасный горизонтальный зазор проверяется по условию

$$\delta_3^x - 0,5(U_{np}^x + U_{cm}^x) \geq 0,4 \text{ м}, \quad (4.10)$$

где δ_3^x – горизонтальный зазор до осадки крепи между конвейером и рамной крепью.

Обеспечение условий безопасного прохода людей предполагает сохранение после осадки крепи минимально допустимых размеров (зазоров).

Вне зависимости от вида транспорта безопасный проход людей по высоте от пешеходного настила должен быть не менее 1,8 м после осадки крепи. Тогда до осадки крепи определяется вертикальная координата Y_{np} минимально допустимой высоты прохода людей по формуле

$$Y_{np} = 1,8 \text{ м} + U_{np}^y + U_{cm}^y + K_{nyч} U_{ноч}. \quad (4.11)$$

Минимально допустимая ширина прохода людей проверяется на высоте 1,8 м выработки до осадки по условию

$$\delta_4^x - U_{np}^x \geq 0,7 \text{ м (1,0 м)}, \quad (4.12)$$

где δ_4^x – горизонтальное расстояние для прохода людей на высоте Y_{np} до осадки крепи.

Примечание: в местах посадки людей в пассажирские вагонетки расстояние «между крепью или размещенным в выработках оборудованием и трубопроводами и наиболее выступающей кромкой габарита подвижного состава» должно быть не менее 1,0 м.

Подача необходимого объема свежей струи к местам горных работ предполагает сохранение после осадки крепи минимально допустимого расчетного сечения выработки в свету $S_{св}^p$, которое проверяется по условию

$$S_{св} (1 - \Pi_s) \geq S_{св}^p. \quad (4.13)$$

Выработка находится в требуемом эксплуатационном состоянии, если удовлетворяются все критерии по условиям (4.1)...(4.13).

При невыполнении некоторых условий надежной и безопасной эксплуатации выработки следует предусматривать в проекте соответствующие мероприятия по сохранению необходимого сечения или принимать следующий больший типоразмер сечения выработки.

4.2. АЛГОРИТМ ПРОГНОЗНОЙ ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛАСТОВЫХ ВЫРАБОТОК

Порядок расчета перемещений контура выработки, сравнения результатов с соответствующими критериями и оценка предусмотренного проектом типового сечения пластовой выработки предполагает выполнение ряда последовательных операций.

1. Определяются исходные горно-геологические данные размещения пластовой выработки в слоистом породном массиве.

Глубина расположения выработки H выбирается по максимальной отметке на плане горных работ для повышения надежности результатов прогноза. При наличии геологических нарушений в окрестности проводимой выработки расчетная глубина разработки определяется по методикам [27].

Механические характеристики близлежащих породных слоев (первый и второй в кровле и первый слой в почве пласта) уточняются по данным геологической службы шахты с пополнением отсутствующей информации из литературных источников, например, для Западного Донбасса [29]. Расчетная прочность пород на сжатие определяется с учетом ослабляющих факторов по нормативным методикам [27]. Механические характеристики предельного состояния породных слоев в данных геологической службы шахты, как правило, отсутствуют. Поэтому, на основе исследований [30-32] рекомендуются следующие расчетные значения для условий слабых пород Западного Донбасса:

– остаточная прочность на сжатие $(\sigma_{сж_i}^{K,П})^0 / \sigma_{сж_i}^{K,П}$: песчаный сланец – 0,1; песчано-глинистый сланец – 0,15; глинистый сланец – 0,2;

– отношение модуля спада к модулю деформации $M_i^{K,П} / E_i^{K,П}$: песчаный сланец – 2...3; песчано-глинистый сланец – 1...2; глинистый сланец – 0,5...1.

2. Определяются исходные горнотехнические параметры выработки в соответствии с ее назначением по факторам транспорта и вентиляции. В результате по нормативным методикам выбирается проектное типовое сечение выработки [33] с площадью в свету до $S_{св}$ и после $S_{св}^{n.o}$ осадки рамной крепи.

3. Выполняется расчет прогнозируемых перемещений проектного контура выработки $U_i^{x,y}$ по формулам (3.6)-(3.11) и потери ее сечения в свету по формулам (3.13) или (3.14).

4. Проверяется принятый проектом типоразмер сечения по критериям устойчивости рамной крепи, безопасности транспорта и прохода людей (4.1)-(4.12). Проверяется сечение выработки в свету после осадки по критерию (5.13) требуемого расхода воздуха.

5. Оценивается степень выполнения всех критериев.

При полном удовлетворении критериев (4.1)-(4.13) выбранное проектом типовое сечение горной выработки пригодно к эксплуатации без проведения каких-либо дополнительных мероприятий.

При частичном невыполнении некоторых условий надежного и безопасного функционирования выработки следует оценить возможность усиления рамной крепи (например, установкой системы анкеров, увязанных с рамой в единую конструкцию) или применения конструкций рамной крепи с более высокими значениями допустимой податливости и несущей способности.

Таким образом, предлагаемый алгоритм позволяет уже на стадии проектирования оперативно спрогнозировать эксплуатационное состояние пластовой выработки, пройденной в слоистом массиве слабых пород, и заложить в проект (при необходимости) выполнение специальных мероприятий по повышению ее устойчивости.

4.3. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРОГНОЗНОЙ ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ОДНОПУТЕВОЙ (КОЛЕЯ 900 ММ) ПЛАСТОВОЙ ВЫРАБОТКИ (КШПУ-11,7) С ДВУМЯ ПРОХОДАМИ, ПРОЙДЕННОЙ ПО ПЕСЧАНО-ГЛИНИСТЫМ СЛАНЦАМ

4.3.1. ОБЩИЕ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Максимальная проектная фактическая глубина заложения выработки $H_{np} = 400$ м; условия эксплуатации выработки обычные вне зоны влияния очистных работ и тектонических нарушений ($K = 1$). По формуле (3.1) определяем расчетную глубину размещения выработки

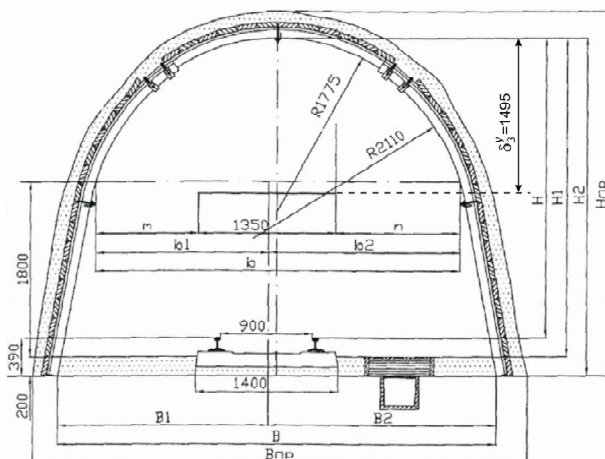
$$H = H_{np} \cdot K = 400 \cdot 1 = 400 \text{ м.}$$

По техническим решениям проектной организации для однопутевой пластовой выработки с двумя проходами принято типовое сечение с крепью КШПУ-11,7 (рис. 4.1), где указаны все зазоры до осадки крепи вне зоны влияния очистных работ:

– горизонтальные расстояния δ_2^x на высоте 1,8 м прохода людей между вагонеткой и рамной крепью составляют с правой стороны 1214 мм, а с левой – 1014 мм;

– вертикальная податливость КШПУ-11,7 составляет 300 мм, горизонтальная – 100 мм.

Близлежащие породные слои обводнены и имеют структурные нарушения со средним расстоянием между поверхностями ослабления 0,5...1 м.



Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	1014	1214	3578	1689	1889	4310	2055	2255	3070	3260	3460	
	после осадки	вне зоны ВОР	944	1144	3438	1619	1819	4190	1995	2195	2970	3160	3360
		в зоне ВОР	814	1014	3178	1489	1689	4060	1930	2130	2770	2960	3160

Рис. 4.1. Однопутевая выработка с двумя проходами на прямом участке и на закруглении КШПУ-11,7

4.3.2. МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЛИЗЛЕЖАЩИХ ПОРОДНЫХ СЛОЕВ

Первый породный слой почвы представлен песчано-глинистым сланцем с механическими характеристиками: $\sigma_{сж1}^{\Pi} = 30$ МПа; $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^p / \sigma_{сж1}^{\Pi} = 0,20$;
 $(E_1^{\Pi})_{у.м} = 1 \cdot 10^4$ МПа; $M_1^{\Pi} / E_1^{\Pi} = 1$.

Определяем расчетное сопротивление сжатию R_1^{Π} первого породного слоя почвы по формуле (3.2).

Для среднего расстояния между поверхностями ослабления 0,5...1 м определяем по таблице 3.1 коэффициент структурного ослабления породы $K_c = 0,6$.

Коэффициент разупрочнения обводненных пород K_w определяем по таблице 3.2 – $K_w = 0,6$.

Для определения коэффициента K_t по формуле (3.4) рассчитывается реологический показатель

$$\frac{x}{\beta} = 0,8 - 0,326 \lg 30 = 0,318.$$

Далее по формуле (3.3) определяется коэффициент K_t

$$K_t = \sqrt{1 - 0,318} = 0,826.$$

Расчетное сопротивление сжатию R_1^{II} первого породного слоя почвы составляет

$$R_1^{\text{II}} = 30 \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 0,826 = 8,92 \text{ МПа.}$$

Определяем расчетный модуль деформации E_1^{II} первого породного слоя почвы по формуле (3.5)

$$E_1^{\text{II}} = 1 \cdot 10^4 (1 - 0,318) = 0,682 \cdot 10^4 \text{ МПа.}$$

Первый породный слой кровли представлен песчано-глинистым сланцем с механическими характеристиками: $\sigma_{сж1}^K = 35 \text{ МПа}$; $\left(\frac{\sigma_{сж1}^K}{\sigma_{сж1}^K}\right)^p / \sigma_{сж1}^K = 0,20$
 $(E_1^K)_{y.m} = 1,25 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $M_1^K / E_1^K = 1,5$.

По изложенной методике в соответствии с формулами (3.2)-(3.5) и таблицами 3.1 и 3.2 определяем ослабляющие коэффициенты ($K_c = 0,6$; $K_w = 0,6$; $K_t = 0,84$ при $\frac{x}{\beta} = 0,297$) и величины расчетного сопротивления сжатию $R_1^K = 10,6 \text{ МПа}$ и расчетного модуля деформации $E_1^K = 0,88 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ первого породного слоя кровли.

Второй породный слой кровли представлен песчаным сланцем с механическими характеристиками: $\sigma_{сж2}^K = 40 \text{ МПа}$; $\left(\frac{\sigma_{сж2}^K}{\sigma_{сж2}^K}\right)^p / \sigma_{сж2}^K = 0,15$;
 $(E_2^K)_{y.m} = 1,5 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $M_2^K / E_2^K = 2$.

В соответствии с формулами (3.2)-(3.5) и таблицами 3.1 и 3.2 определяем ослабляющие коэффициенты ($K_c = 0,6$; $K_w = 0,8$; $K_t = 0,85$ при $\frac{x}{\beta} = 0,278$) и

величины расчетного сопротивления сжатию $R_2^K = 16,3$ МПа и расчетного модуля деформации $E_2^K = 1,08 \cdot 10^4$ МПа второго породного слоя кровли.

4.3.3. РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА ВЫРАБОТКИ

Вертикальное перемещение в замке свода $U_{св}^y$ рассчитывается по формуле (3.6).

Величина перемещения $(U_{св}^y)_m$ в типовых условиях определяется по графикам на рис. 3.2 при $H = 400$ м, $R_1^K = 10,6$ МПа и составляет $(U_{св}^y)_m = 305$ мм.

Коэффициент K_1 определяется по таблице 3.3 при $R_1^K = 10,6$ МПа, $R_2^K = 16,3$ МПа для среднего значения (между числителем и знаменателем, т.к. $H = 400$ м) и составляет $K_1 = 0,80$.

Коэффициент K_2 определяется по графикам на рис. 3.3 при $(\sigma_{сж1}^K)^p / \sigma_{сж1}^K = 0,20$, $(\sigma_{сж2}^K)^p / \sigma_{сж2}^K = 0,15$ и составляет $K_2 = 0,75$.

Коэффициент K_3 определяется по графикам на рис. 3.4 при $E_1^K = 0,88 \cdot 10^4$ МПа, $E_2^K = 1,08 \cdot 10^4$ МПа и составляет $K_3 = 0,73$.

Коэффициент K_4 определяется по графику на рис. 3.5 при $M_1^K / E_1^K = 1,5$ и составляет $K_4 = 1,04$.

Коэффициент K_5 определяется по таблице 3.4 для крепи КШПУ-11,7 и составляет $K_5 = 0,81$.

Для данных горно-геологических и горнотехнических условий вертикальное перемещение замка свода крепи составляет

$$U_{св}^y = 305 \cdot 0,80 \cdot 0,75 \cdot 0,73 \cdot 1,04 \cdot 0,81 = 113 \text{ мм.}$$

Вертикальное перемещение свода рамной крепи в зоне прохода людей U_{np}^y рассчитывается по формуле (3.7).

Величина перемещения $(U_{np}^y)_m$ в типовых условиях определяется по графикам на рис. 3.6 при $H = 400$ м, $R_1^K = 10,6$ МПа и составляет $(U_{np}^y)_m = 225$ мм.

Коэффициент K_6 определяется по графикам на рис. 3.7 при

$(\sigma_{сж1}^K)^p / \sigma_{сж1}^K = 0,20$, $R_2^K = 16,3$ МПа и составляет $K_6 = 0,64$.

Коэффициент K_7 определяется по графикам на рис. 3.8 при $E_1^K = 0,88 \cdot 10^4$ МПа, $M_1^K / E_1^K = 1,5$ и составляет $K_7 = 0,80$.

В итоге, вертикальное перемещение свода рамы в зоне прохода людей составляет

$$U_{np}^y = 225 \cdot 0,81 \cdot 0,64 \cdot 0,80 = 93 \text{ мм.}$$

Вдавливание стоек рамной крепи в породы почвы выработки U_{cm}^y рассчитывается по формуле (3.8).

Величина перемещения $(U_{cm}^y)_m$ в типовых условиях определяется по графикам на рис. 3.9 при $H = 400$ м, $R_1^II = 8,92$ МПа и составляет $(U_{вд})_m = 76$ мм.

Коэффициент K_8 определяется по графикам на рис. 3.10 при $R_1^K = 10,6$ МПа, $R_2^K = 16,3$ МПа и составляет $K_8 = 0,88$.

Коэффициент K_9 определяется по графикам на рис. 3.11 при $(\sigma_{сж1}^II)^p / \sigma_{сж1}^II = 0,20$, $E_1^II = 0,682 \cdot 10^4$ МПа и составляет $K_9 = 0,84$.

Коэффициент K_{10} определяется по таблице 3.5 для крепи КШПУ-11,7 и составляет $K_{10} = 1,08$.

В итоге вдавливание стоек рамы в породы почвы составляет

$$U_{cm}^y = 76 \cdot 0,88 \cdot 0,84 \cdot 1,08 = 61 \text{ мм.}$$

Поднятие почвы посредине ширины выработки U_{noch} рассчитывается по формуле (3.9).

Величина поднятия почвы $(U_{noch})_m$ в типовых условиях определяется по графикам на рис. 3.12 при $H = 400$ м, $R_1^II = 8,92$ МПа и составляет $(U_{noch})_m = 220$ мм.

Коэффициент K_{11} определяется по таблице 3.6 при $R_1^II = 8,92$ МПа, $R_1^K = 10,6$ МПа для среднего значения (между числителем и знаменателем, так как $H = 400$ м) и составляет $K_{11} = 1,01$.

Коэффициент K_{12} определяется по графикам на рис. 3.13 при $(\sigma_{сж1}^II)^p / \sigma_{сж1}^II = 0,20$, $M_1^II / E_1^II = 1$ и составляет $K_{12} = 0,67$.

Коэффициент K_{13} определяется по графикам на рис. 3.14 при $E_1^H = 0,682 \cdot 10^4$ МПа, $E_1^K = 0,88 \cdot 10^4$ МПа и составляет $K_{13} = 0,99$.

Коэффициент K_{14} определяется по таблице 3.7 для крепи КШПУ-11,7 и составляет $K_{14} = 0,89$.

В итоге, поднятие почвы посередине ширины выработки составляет

$$U_{поч} = 220 \cdot 1,01 \cdot 0,67 \cdot 0,99 \cdot 0,89 = 131 \text{ мм.}$$

Горизонтальное перемещение рамной крепи в зоне прохода людей рассчитывается по формуле (3.10).

Величина горизонтального перемещения рамы в зоне прохода людей $(U_{np}^x)_m$ в типовых условиях определяется по графикам на рис. 3.15 при $H = 400$ м, $R_1^K = 10,6$ МПа и составляет $(U_{np}^x)_m = 120$ мм.

Коэффициент K_{15} определяется по таблице 3.8 при $R_1^K = 10,6$ МПа, $R_1^H = 8,92$ МПа для среднего значения (между числителем и знаменателем, так как $H = 400$ м) и составляет $K_{15} = 1,02$.

Коэффициент K_{16} определяется по графикам на рис. 3.16 при $R_1^H / R_1^K = 8,92 / 10,6 = 0,842$ МПа, $R_2^K / R_1^K = 16,3 / 10,6 = 1,538$ и составляет $K_{16} = 1,10$.

Коэффициент K_{17} определяется по графикам на рис. 3.17 при $(\sigma_{сж1}^K)^p / \sigma_{сж1}^K = 0,20$, $M_1^K / E_1^K = 1,5$ и составляет $K_{17} = 0,80$.

Коэффициент K_{18} определяется по графикам на рис. 3.18 при $E_1^K = 0,88 \cdot 10^4$ МПа, $E_2^K = 1,08 \cdot 10^4$ МПа и составляет $K_{18} = 0,89$.

Коэффициент K_{19} определяется по графикам на рис. 3.19 при $E_1^H = 0,682 \cdot 10^4$ МПа и составляет $K_{19} = 0,98$.

Коэффициент K_{20} определяется по таблице 3.9 для крепи КШПУ-11,7 и составляет $K_{20} = 1,05$.

В итоге, горизонтальное перемещение в зоне прохода людей составляет

$$U_{np}^x = 120 \cdot 1,02 \cdot 1,10 \cdot 0,80 \cdot 0,89 \cdot 0,98 \cdot 1,05 = 99 \text{ мм.}$$

Горизонтальное перемещение опор стоек рамной крепи $U_{см}^x$ рассчитывается по формуле (3.11).

Величина горизонтального перемещения опор стоек рамной крепи $(U_{cm}^x)_m$ в типовых условиях определяется по графикам на рис. 3.20 при $H = 400$ м, $R_1^H = 8,92$ МПа и составляет $(U_{cm}^x)_m = 260$ мм.

Коэффициент K_{21} определяется по таблице 3.10 при $R_1^H = 8,92$ МПа, $M_1^K / E_1^K = 1,5$ для среднего значения (между числителем и знаменателем, так как $H = 400$ м) и составляет $K_{21} = 1,00$.

Коэффициент K_{22} определяется по графикам на рис. 3.21 при $(\sigma_{сж1}^H)^p / \sigma_{сж1}^H = 0,20$, $M_1^H / E_1^H = 1$ и составляет $K_{22} = 0,76$.

Коэффициент K_{23} определяется по графикам на рис. 3.22 при $E_1^H = 0,682 \cdot 10^4$ МПа, $E_1^K = 0,88 \cdot 10^4$ МПа и составляет $K_{23} = 1,01$.

Коэффициент K_{24} определяется по графику на рис. 3.23 при $R_1^K / R_1^H = 10,6 / 8,92 = 1,188$ МПа и составляет $K_{24} = 1,04$.

Коэффициент K_{25} определяется по таблице 3.11 для крепи КШПУ-11,7 и составляет $K_{25} = 1,25$.

В итоге, горизонтальное перемещение опор стоек рамной крепи составляет

$$U_{cm}^x = 260 \cdot 1,00 \cdot 0,76 \cdot 1,01 \cdot 1,04 \cdot 1,25 = 259 \text{ мм.}$$

Площадь поперечного сечения выработки в свету после осадки определяется по формуле (3.12).

Величина потери сечения Π_s для крепи КШПУ-11,7 определяется по формуле (3.14) и составляет

$$\begin{aligned} \Pi_s = \frac{1}{\sqrt{11,7}} & (0,93 \cdot 0,113 + 1,46 \cdot 0,099 + 0,52 \cdot 0,259 + \\ & + 0,69 \cdot 0,131 + 1,09 \cdot 0,061) = 0,158 = 15,8 \%. \end{aligned}$$

4.3.4. ОЦЕНКА ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ОДНОПУТЕВОЙ ВЫРАБОТКИ

Проверка работы рамной крепи в податливом режиме осуществляется по неравенствам (4.1) и (4.2)

$$93 \text{ мм} < 300 \text{ мм};$$

$$99 \text{ мм} < 100 \text{ мм.}$$

Условия допустимой вертикальной и боковой податливости рамной крепи выполняется.

Проверка сохранности рельсового пути напочвенной канатной дороги по условию допустимого поднятия почвы осуществляется по неравенству (4.6)

$$131 \text{ мм} < 300 \text{ мм}.$$

Условие сохранности выполняется.

Проверка безопасности перевозок по рельсовому пути по условию допустимого превышения головки правого рельса над головкой левого рельса (наклон пути) определяется по неравенству (4.7)

$$(1 - 0,625) \frac{0,6 + 3 \cdot 0,6}{4,465} \cdot 131 = 27 \text{ мм} < 30 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

Проверка безопасности перевозок рельсовым транспортом по допустимому горизонтальному зазору с крепью или размещенным оборудованием осуществляется по неравенству (4.8), где $\sigma_2^x = 1014$ (1214) мм (см. рис. 4.1)

$$1014 - 99 = 915 \text{ мм} > 250 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

Проверка надежности вентиляции выемочного участка осуществляется по неравенству (4.13), где $S_{ce}^p = 7,8 \text{ м}^2$ с учетом размещенного оборудования

$$11,7(1 - 0,158) = 9,85 \text{ м}^2 > 7,8 \text{ м}^2.$$

Условие выполняется.

Проверка безопасности прохода людей по допустимому расстоянию между рамной крепью и габаритом вагонетки на высоте 1,8 м осуществляется по неравенству (4.7), где $\delta_4^x = \delta_2^x = m = 1014$ мм (см. рис. 4.1)

$$1014 - 99 = 915 \text{ мм} > 700 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

Вывод – в данных горно-геологических и горнотехнических условиях эксплуатации однопутевой выработки выполняется весь комплекс требований и безопасного ее функционирования вне зоны влияния очистных работ.

4.4. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРОГНОЗНОЙ ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛАСТОВОЙ ВЫРАБОТКИ (КШПУ-11,7), ОБОРУДОВАННОЙ КОНВЕЙЕРОМ 1Л80 И РЕЛЬСОВЫМ ПУТЕМ (КОЛЕЯ 600 ММ), ПРОЙДЕННОЙ ПО ГЛИНИСТЫМ СЛАНЦАМ

4.4.1. ОБЩИЕ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Приняты по данным §4.3.1.

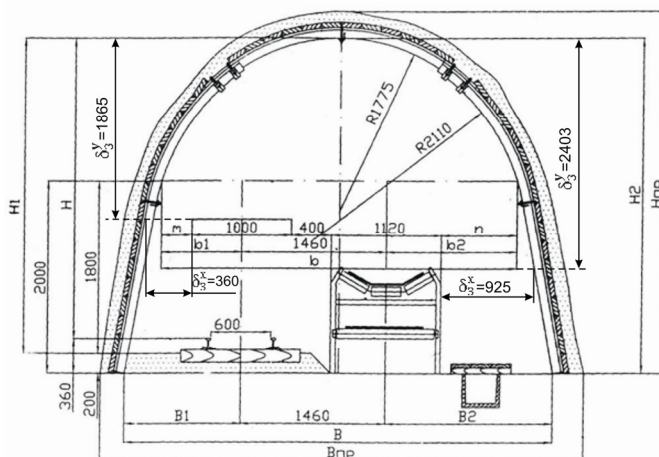
4.4.2. МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЛИЗЛЕЖАЩИХ ПОРОДНЫХ СЛОЕВ

Первый породный слой почвы представлен глинистым сланцем с механическими характеристиками: $\sigma_{сж1}^{\Pi} = 18$ МПа, $(\sigma_{сж1}^{\Pi})^{\rho} / \sigma_{сж1}^{\Pi} = 0,18$, $(E_1^{\Pi})_{y..m} = 0,4 \cdot 10^4$ МПа, $M_1^{\Pi} / E_1^{\Pi} = 1$.

По методике, изложенной в §4.4, в соответствии с формулами (3.2)-(3.5) и таблицами 3.1 и 3.2 определяем ослабляющие коэффициенты ($K_c = 0,6$, $K_w = 0,5$, $K_t = 0,78$ при $\frac{x}{\beta} = 0,39$) и величины расчетного сопротивления сжатию $R_1^{\Pi} = 4,21$ МПа и расчетного модуля деформации $E_1^{\Pi} = 0,244 \cdot 10^4$ МПа первого породного слоя почвы.

Первый породный слой кровли представлен глинистым сланцем с механическими характеристиками: $\sigma_{сж1}^K = 25$ МПа, $(\sigma_{сж1}^K)^{\rho} / \sigma_{сж1}^K = 0,12$, $(E_1^K)_{y..m} = 0,7 \cdot 10^4$ МПа, $M_1^K / E_1^K = 2$.

Рассчитываем величины ослабляющих коэффициентов ($K_c = 0,6$, $K_w = 0,6$, $K_t = 0,81$ при $\frac{x}{\beta} = 0,344$) и определяем расчетное сопротивление сжатию $R_1^K = 7,29$ МПа и расчетный модуль деформации $E_1^K = 0,46 \cdot 10^4$ МПа первого породного слоя кровли.



Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂
в свету	до осадки	290	768	3578	790	1328	4310	1156	1694	3100	3260	3460
	после осадки	вне зоны ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		в зоне ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Рис. 4.2. Пластовая выработка, оборудованная конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-11,7

4.4.3. РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА ВЫРАБОТКИ

Вертикальное перемещение в замке свода $U_{св}^y$ рассчитывается по формуле (3.6)

$$U_{св}^y = (U_{св}^y)_m \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_5 = 420 \cdot 1,05 \cdot 1,36 \cdot 1,05 \cdot 1,12 \cdot 0,81 = 571 \text{ мм},$$

где $(U_{св}^y)_m = 420$ мм – вертикальное перемещение замка свода в типовых условиях (рис. 3.2);

$K_1 = 1,05$ – определяется по таблице 3.3;

$K_2 = 1,36$ – определяется по графикам на рис. 3.3;

$K_3 = 1,05$ – определяется по графикам на рис. 3.3;

$K_4 = 1,12$ – определяется по графику на рис. 3.4;

$K_5 = 0,81$ – определяется по таблице 3.4.

Вертикальное перемещение свода рамной крепи в зоне прохода людей U_{np}^y рассчитывается по формуле (3.7)

$$U_{np}^y = (U_{np}^y)_m \cdot K_5 \cdot K_6 \cdot K_7 = 365 \cdot 0,81 \cdot 1,27 \cdot 1,35 = 507 \text{ мм},$$

где $(U_{np}^y)_m = 365$ мм – вертикальное перемещение свода рамы в зоне прохода людей в типовых условиях (рис. 3.6);

$K_6 = 1,27$ – определяется по графикам на рис. 3.7;

$K_7 = 1,35$ – определяется по графикам на рис. 3.8.

Вдавливание стоек рамной крепи в породы почвы выработки U_{cm}^y рассчитывается по формуле (3.8)

$$U_{cm}^y = (U_{cm}^y)_m \cdot K_8 \cdot K_9 \cdot K_{10} = 222 \cdot 1,11 \cdot 1,04 \cdot 1,08 = 277 \text{ мм},$$

где $(U_{cm}^y)_m = 222$ мм – вдавливание стоек рамной крепи в породы почвы выработки в типовых условиях (рис. 3.9);

$K_8 = 1,11$ – определяется по графикам на рис. 3.10;

$K_9 = 1,04$ – определяется по графикам на рис. 3.11;

$K_{10} = 1,08$ – определяется по таблице 3.5.

Поднятие почвы посредине ширины выработки U_{noch} рассчитывается по формуле (3.9)

$$U_{noch} = (U_{noch})_m \cdot K_{11} \cdot K_{12} \cdot K_{13} \cdot K_{14} = 565 \cdot 0,89 \cdot 0,75 \cdot 1,32 \cdot 0,89 = 443 \text{ мм},$$

где $(U_{noch})_m = 565$ мм – поднятие почвы в типовых условиях (рис. 3.12);

$K_{11} = 0,89$ – определяется по таблице 3.6;

$K_{12} = 0,75$ – определяется по графикам на рис. 3.13;

$K_{13} = 1,32$ – определяется по графикам на рис. 3.14;

$K_{14} = 0,89$ – определяется по таблице 3.7.

Горизонтальное перемещение рамной крепи в зоне прохода людей U_{np}^x рассчитывается по формуле (3.10)

$$U_{np}^x = (U_{np}^x)_m \cdot K_{15} \cdot K_{16} \cdot K_{17} \cdot K_{18} \cdot K_{19} \cdot K_{20} = 165 \cdot 1,16 \cdot 1,08 \cdot 1,39 \cdot 1,30 \cdot 1,08 \cdot 1,05 = 424 \text{ мм},$$

где $(U_{np}^x)_m = 165 \text{ мм}$ – горизонтальное перемещение рамной крепи в зоне прохода людей в типовых условиях (рис. 3.15);

$K_{15} = 1,16$ – определяется по таблице 3.8;

$K_{16} = 1,08$ – определяется по графикам на рис. 3.16;

$K_{17} = 1,39$ – определяется по графикам на рис. 3.17;

$K_{18} = 1,30$ – определяется по графикам на рис. 3.18;

$K_{19} = 1,08$ – определяется по графикам на рис. 3.19;

$K_{20} = 1,05$ – определяется по таблице 3.9.

Горизонтальное перемещение опор стоек рамной крепи U_{cm}^x рассчитывается по формуле (3.11)

$$U_{cm}^x = (U_{cm}^x)_m \cdot K_{21} \cdot K_{22} \cdot K_{23} \cdot K_{24} \cdot K_{25} = 460 \cdot 0,96 \cdot 0,82 \cdot 1,36 \cdot 1,13 \cdot 1,25 = 696 \text{ мм},$$

где $(U_{cm}^x)_m = 460 \text{ мм}$ – горизонтальное перемещение опор стоек рамной крепи в типовых условиях (рис. 3.20);

$K_{21} = 0,96$ – определяется по таблице 3.10;

$K_{22} = 0,82$ – определяется по графикам на рис. 3.21;

$K_{23} = 1,36$ – определяется по графикам на рис. 3.22;

$K_{24} = 1,13$ – определяется по графику на рис. 3.23;

$K_{25} = 1,25$ – определяется по таблице 3.11.

Площадь поперечного сечения выработки в свету после осадки определяется по формуле (3.12)

$$S_{cв}^{n.o} = S_{cв} (1 - \Pi_s) = 11,7(1 - 0,62) = 4,45 \text{ м}^2,$$

где $\Pi_s = 0,62 = 62\%$ – величина потери сечения определяется по формуле (3.14)

$$\begin{aligned} \Pi_s &= S_{cв}^{-0,5} \left(0,93U_{cв}^y + 1,46U_{np}^x + 0,52U_{cm}^x + 0,69U_{noch} + 1,09U_{cm}^y \right) = \\ &= \frac{1}{\sqrt{11,7}} (0,93 \cdot 0,571 + 1,46 \cdot 0,424 + 0,52 \cdot 0,696 + 0,69 \cdot 0,443 + 1,09 \cdot 0,277) = 0,62 = 62\%. \end{aligned}$$

4.4.4. ОЦЕНКА ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛАСТОВОЙ ВЫРАБОТКИ

Проверка работы рамной крепи в податливом режиме осуществляется по неравенствам (4.1) и (4.2)

$$507 \text{ мм} > 300 \text{ мм};$$

$$424 \text{ мм} > 100 \text{ мм}.$$

Оба условия не выполняются – рамная крепь исчерпала конструктивную величину вертикальной и боковой податливости и работает в жестком режиме. Величина прогнозируемых перемещений рамы указывает на пластическое деформирование ее материала и возможность разрушения крепи.

Проверка сохранности рельсового пути напочвенной канатной дороги по условию допустимого поднятия почвы осуществляется по неравенству (4.6)

$$443 \text{ мм} > 300 \text{ мм}.$$

Условие сохранности рельсового пути не выполняется. Необходима подрывка почвы.

Проверка безопасности перевозок по рельсовому пути по условию допустимого превышения головки правого рельса над головкой левого рельса определяется по неравенству (4.7)

$$(1 - 0,625) \frac{0,6 + 3 \cdot 0,6}{4,365} \cdot 443 = 91 \text{ мм} > 30 \text{ мм}.$$

Условие не выполняется. Необходима нивелировка почвы (по ширине выработки) при ее подрывке.

Проверка безопасности перевозок рельсовым транспортом по допустимому горизонтальному зазору с крепью или размещенным оборудованием осуществляется по неравенству (4.8), где $\delta_2^x = 360 \text{ мм}$ (см. рис. 4.2)

$$360 - 424 = -64 \text{ мм} < 250 \text{ мм}.$$

Условие не выполняется. Более того, рамная крепь из-за пластических деформаций на 64 мм перекрывает габарит вагонетки.

Проверка безопасности работы конвейерного транспорта по допустимому вертикальному зазору с крепью или размещенным оборудованием осуществляется по неравенству (4.9), где $\delta_3^y = 2403 \text{ мм}$ (см. рис. 4.2)

$$2403 - 571 - 277 - 443 = 1112 \text{ мм} > 600 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

Проверка безопасности работы конвейерного транспорта по допустимому горизонтальному зазору с крепью или размещенным оборудованием осуще-

ствляется по неравенству (4.10), где $\delta_3^x = 925$ мм (см. рис. 4.2)

$$925 - 0,5(424 + 696) = 365 \text{ мм} < 400 \text{ мм.}$$

Условие не выполняется. Необходимо проектом предусмотреть ограничение перемещений правой стойки рамы, например, с помощью податливых анкеров.

Проверка безопасности прохода людей по допустимому расстоянию между рамной крепью и корпусом конвейера на высоте 1,8 м осуществляется по неравенству (5.7), где $\delta_4^x = n = 768$ мм (см. рис. 4.2).

$$768 - 424 = 344 \text{ мм} < 700 \text{ мм.}$$

Условие не выполняется. Необходимо проектом предусмотреть ограничение перемещений правой стойки рамы, например, с помощью податливых анкеров.

Проверка надежности вентиляции выемочного участка осуществляется по неравенству (4.13), где $S_{ce}^p = 7,8 \text{ м}^2$ с учетом размещенного оборудования

$$11,7(1 - 0,62) = 4,45 \text{ м}^2 < 7,8 \text{ м}^2.$$

Условие не выполняется. Необходимо проектом предусмотреть ограничение перемещений всего контура рамной крепи, а также подрывку пород почвы.

Вывод – в данных горно-геологических и горнотехнических условиях пластовая выработка находится в неудовлетворительном состоянии. Необходимо предусмотреть проектом комплекс мероприятий по ограничению перемещений контура выработки за счет: усиления рамной крепи, например, анкерами; упрочнения приконтурных пород тампонажными растворами; других современных способов управления параметрами взаимодействия крепи с породным массивом.

4.5. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРОГНОЗНОЙ ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ОДНОПУТЕВОГО (КОЛЕЯ 900 ММ) МАГИСТРАЛЬНОГО ШТРЕКА (КШПУ-14,4) С ОДНИМ ПРОХОДОМ, ПРОЙДЕННОГО ПО ГЛИНИСТЫМ СЛАНЦАМ

4.5.1. ОБЩИЕ ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Расчетная глубина заложения выработки составляет $H = 400$ м.

Горизонтальные расстояния до осадки крепи вне зоны влияния очистных работ на высоте 1,8 м прохода людей между корпусом вагонетки и рамной

крепью составляют: с правой стороны $\delta_2^x = n = 1435$ мм; с левой стороны $\delta_2^x = m = 1235$ мм (рис. 4.3). Вертикальная податливость КШПУ-14,4 составляет 300 мм, горизонтальная – 100 мм.

Близлежащие породные слои обводнены и имеют структурные нарушения со средним расстоянием 0,5...1 м между поверхностями ослабления.

4.5.2. МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЛИЗЛЕЖАЩИХ ПОРОДНЫХ СЛОЕВ

Первый породный слой почвы представлен глинистым сланцем с механическими характеристиками: $\sigma_{сж1}^{\Pi} = 20$ МПа, $\left(\sigma_{сж1}^{\Pi}\right)^p / \sigma_{сж1}^{\Pi} = 0,20$, $\left(E_1^{\Pi}\right)_{y..m} = 0,6 \cdot 10^4$ МПа, $M_1^{\Pi} / E_1^{\Pi} = 1$.

По методике, изложенной в §4.4, в соответствии с формулами (3.2)-(3.5) и таблицами 3.1 и 3.2 определяем коэффициенты ослабления породы ($K_c = 0,6$, $K_w = 0,5$, $K_t = 0,79$ при $\frac{x}{\beta} = 0,376$) и величины расчетного сопротивления сжатию $R_1^{\Pi} = 4,74$ МПа и расчетного модуля деформации $E_1^{\Pi} = 0,374 \cdot 10^4$ МПа первого породного слоя почвы.

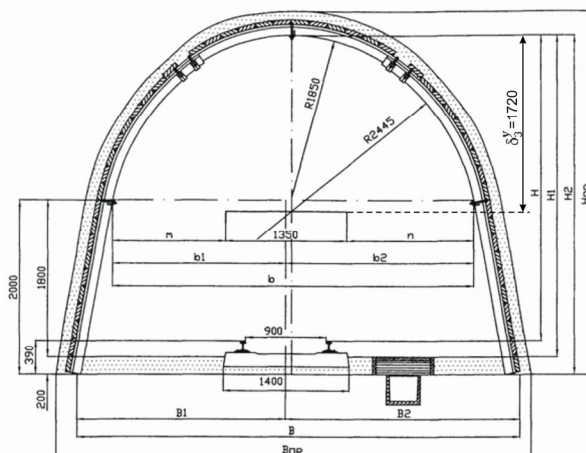
Первый породный слой кровли представлен глинистым сланцем с механическими характеристиками: $\sigma_{сж1}^K = 25$ МПа, $\left(\sigma_{сж1}^K\right)^p / \sigma_{сж1}^K = 0,20$, $\left(E_1^K\right)_{y..m} = 1 \cdot 10^4$ МПа, $M_1^K / E_1^K = 1,5$.

Рассчитываем величины коэффициентов ослабления породы ($K_c = 0,6$, $K_w = 0,5$, $K_t = 0,81$ при $\frac{x}{\beta} = 0,344$) и определяем расчетное сопротивление сжатию $R_1^K = 6,08$ МПа и расчетный модуль деформации $E_1^K = 0,656 \cdot 10^4$ МПа первого породного слоя кровли.

Второй породный слой кровли представлен песчано-глинистым сланцем с механическими характеристиками: $\sigma_{сж2}^K = 20$ МПа, $\left(\sigma_{сж2}^K\right)^p / \sigma_{сж2}^K = 0,15$, $\left(E_2^K\right)_{y..m} = 1,5 \cdot 10^4$ МПа, $M_2^K / E_2^K = 2$.

Рассчитываем величины коэффициентов ослабления породы ($K_c = 0,6$,

$K_w = 0,6$, $K_t = 0,826$ при $\frac{x}{\beta} = 0,318$) и определяем расчетное сопротивление сжатию $R_2^K = 8,92$ МПа и расчетный модуль деформации $E_2^K = 1,02 \cdot 10^4$ МПа второго породного слоя кровли.



Показатели, мм		на прямом участке								H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁	B ₂				
в свету	до осадки	1235	1435	4020	1910	2110	4730	2265	2465	3490	3680	3880	
	после осадки	вне зоны ВОР	1165	1365	3880	1840	2040	4610	2205	2405	3390	3580	3780
		в зоне ВОР	1035	1235	3620	1710	1910	4480	2140	2340	3190	3380	3580

Рис. 4.3. Однопутевая выработка с одним проходом на прямом участке и на закруглении КШПУ-14,4

4.5.3. РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА ВЫРАБОТКИ

Вертикальное перемещение в замке свода $U_{св}^y$ выработки рассчитывается по формуле (3.6)

$$U_{св}^y = (U_{св}^y)_m \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_5 = 490 \cdot 1,05 \cdot 0,75 \cdot 0,89 \cdot 1,04 \cdot 0,89 = 318 \text{ мм},$$

где $(U_{ce}^y)_m = 490$ мм – вертикальное перемещение замка свода в типовых условиях (рис. 3.2);

$K_1 = 1,05$ – определяется по таблице 3.3;

$K_2 = 0,75$ – определяется по графикам на рис. 3.3;

$K_3 = 0,89$ – определяется по графикам на рис. 3.4;

$K_4 = 1,04$ – определяется по графику на рис. 3.5;

$K_5 = 0,89$ – определяется по таблице 3.4.

Вертикальное перемещение свода рамной крепи в зоне прохода людей U_{np}^y рассчитывается по формуле (3.7)

$$U_{np}^y = (U_{np}^y)_m \cdot K_5 \cdot K_6 \cdot K_7 = 425 \cdot 0,89 \cdot 0,80 \cdot 1,01 = 306 \text{ мм},$$

где $(U_{np}^y)_m = 425$ мм – вертикальное перемещение свода рамы в зоне прохода людей в типовых условиях (рис. 3.6);

$K_6 = 0,80$ – определяется по графикам на рис. 3.7;

$K_7 = 1,01$ – определяется по графикам на рис. 3.8.

Вдавливание стоек рамной крепи в породы почвы выработки U_{cm}^y рассчитывается по формуле (3.8)

$$U_{cm}^y = (U_{cm}^y)_m \cdot K_8 \cdot K_9 \cdot K_{10} = 185 \cdot 1,17 \cdot 0,96 \cdot 1,21 = 251 \text{ мм},$$

где $(U_{cm}^y)_m = 185$ мм – вдавливание стоек рамной крепи в породы почвы выработки в типовых условиях (рис. 3.9);

$K_8 = 1,17$ – определяется по графикам на рис. 3.10;

$K_9 = 0,96$ – определяется по графикам на рис. 3.11;

$K_{10} = 1,21$ – определяется по таблице 3.5.

Поднятие почвы посередине ширины выработки U_{noch} рассчитывается по формуле (3.9)

$$U_{noch} = (U_{noch})_m \cdot K_{11} \cdot K_{12} \cdot K_{13} \cdot K_{14} = 465 \cdot 0,89 \cdot 0,67 \cdot 1,23 \cdot 1,03 = 351 \text{ мм},$$

где $(U_{noch})_m = 465$ мм – поднятие почвы в типовых условиях (рис. 3.12);

$K_{11} = 0,89$ – определяется по таблице 3.6;

$K_{12} = 0,67$ – определяется по графикам на рис. 3.13;

$K_{13} = 1,23$ – определяется по графикам на рис. 3.14;

$K_{14} = 1,03$ – определяется по таблице 3.7.

Горизонтальное перемещение рамной крепи в зоне прохода людей U_{np}^x рассчитывается по формуле (3.10)

$$U_{np}^x = (U_{np}^x)_m \cdot K_{15} \cdot K_{16} \cdot K_{17} \cdot K_{18} \cdot K_{19} \cdot K_{20} = \\ = 185 \cdot 1,21 \cdot 1,12 \cdot 0,80 \cdot 1,07 \cdot 1,05 \cdot 1,19 = 268 \text{ мм},$$

где $(U_{np}^x)_m = 185$ мм – горизонтальное перемещение рамной крепи в зоне прохода людей в типовых условиях (рис. 3.15);

$K_{15} = 1,21$ – определяется по таблице 3.8;

$K_{16} = 1,12$ – определяется по графикам на рис. 3.16;

$K_{17} = 0,80$ – определяется по графикам на рис. 3.17;

$K_{18} = 1,07$ – определяется по графикам на рис. 3.18;

$K_{19} = 1,05$ – определяется по графикам на рис. 3.19;

$K_{20} = 1,19$ – определяется по таблице 3.9.

Горизонтальное перемещение опор стоек рамной крепи U_{cm}^x рассчитывается по формуле (3.11)

$$U_{cm}^x = (U_{cm}^x)_m \cdot K_{21} \cdot K_{22} \cdot K_{23} \cdot K_{24} \cdot K_{25} = 465 \cdot 0,99 \cdot 0,76 \cdot 1,26 \cdot 1,06 \cdot 1,45 = 678 \text{ мм},$$

где $(U_{cm}^x)_m = 465$ мм – горизонтальное перемещение опор стоек рамной крепи в типовых условиях (рис. 3.20);

$K_{21} = 0,99$ – определяется по таблице 3.10;

$K_{22} = 0,76$ – определяется по графикам на рис. 3.21;

$K_{23} = 1,26$ – определяется по графикам на рис. 3.22;

$K_{24} = 1,06$ – определяется по графику на рис. 3.23;

$K_{25} = 1,45$ – определяется по таблице 3.11.

Площадь поперечного сечения выработки в свету после осадки определяется по формуле (3.12)

$$S_{ce}^{n.o} = S_{ce} (1 - \Pi_s) = 14,4(1 - 0,41) = 8,5 \text{ м}^2,$$

где $\Pi_s = 0,41 = 41$ – величина потери сечения определяется по формуле (3.14)

$$\Pi_s = S_{ce}^{-0,5} (0,93U_{ce}^y + 1,46U_{np}^x + 0,52U_{cm}^x + 0,69U_{ноч} + 1,09U_{cm}^y) = \\ = \frac{1}{\sqrt{14,4}} (0,93 \cdot 0,318 + 1,46 \cdot 0,268 + 0,52 \cdot 0,678 + 0,69 \cdot 0,351 + 1,09 \cdot 0,251) = 0,41 = 41 \text{ \%}.$$

4.5.4. ОЦЕНКА ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ОДНОПУТЕВОГО МАГИСТРАЛЬНОГО ШТРЕКА

Проверка работы рамной крепи в податливом режиме осуществляется по неравенствам (4.1) и (4.2)

$$306 \text{ мм} > 300 \text{ мм};$$

$$268 \text{ мм} > 100 \text{ мм}.$$

Оба условия не выполняются. Однако вертикальное перемещение рамы U_{np}^y превышает допустимую податливость всего на 6 мм и не вызовет каких-либо существенных нарушений ее работы. Необходимо ограничить боковые перемещения рамы, например, установкой анкероов.

Проверка сохранности рельсового пути по условию допустимого поднятия почвы осуществляется по неравенству (4.6)

$$351 \text{ мм} > 300 \text{ мм}.$$

Условие не выполняется.

Проверка безопасности перевозок по рельсовому пути по условию превышения головки одного рельса над головкой другого рельса не производится, так как рельсовый путь расположен в центральной части ширины выемочного штрека, где асимметрия пучения почвы несущественна.

Проверка безопасности перевозок рельсовым транспортом по допустимому горизонтальному зазору с крепью или размещенным оборудованием осуществляется по неравенству (4.8), где $\delta_2^x = 1235 \text{ мм}$ (см. рис. 4.3).

$$1235 - 268 = 967 \text{ мм} > 250 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

Проверка безопасности передвижения людей по допустимой ширине прохода осуществляется по неравенству (4.12), где $\delta_2^x = n = 1435 \text{ мм}$ (см. рис. 4.3).

$$1435 - 268 = 1127 \text{ мм} > 700 \text{ мм} (1000 \text{ мм}).$$

Условие выполняется.

Проверка надежности вентиляции крыла шахтного поля осуществляется по неравенству (4.13), где $S_{ce}^p = 10,6 \text{ м}^2$

$$14,4(1 - 0,41) = 8,5 \text{ м}^2 < 10,6 \text{ м}^2.$$

Условие не выполняется.

Вывод – необходимо проектом предусмотреть ограничение перемещений стоек рамной крепи, например, с помощью анкероов.

5. РАСЧЕТ И ИССЛЕДОВАНИЕ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОДСИСТЕМЫ «УПРОЧНЕННЫЕ ПОРОДЫ-АНКЕРНАЯ КРЕПЬ»

Схема расчета грузонесущей упрочненной породной конструкции, сформированной анкерной крепью, вытекает из базовой расчетной схемы подсистемы «упрочненные породы-крепь» [34] при следующих условиях. Данный вид подсистемы относится к однослойному варианту. Поэтому исключен второй (наружный) слой из базовой схемы $S_2 = S_1$, $r_2(\theta, Z) = r_1(\theta, Z)$. Локальные неровности породного контура не принимаем во внимание, полагая $r_0(\theta, Z) = r_0$. Сосредоточенную реакцию анкеров N_i аппроксимируем ступенчатыми импульсными функциями по методике [34]. Граничные условия задаем на поверхности породного контура выработки $r = r_0$:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } Z = 0 \text{ и } \theta = \theta_i \quad U_r(\theta, Z) = U_{\delta} \left[1 + \left(\frac{U_{\epsilon}}{U_{\delta}} - 1 \right) \cos \theta \right]; \\ \text{при } r = r_1(\theta, Z): \quad \sigma_{rr}(\theta, Z) = N_i. \\ \text{при } Z \neq 0 \quad \sigma_{rr}(\theta, Z) = q_K(\theta, Z); \\ \text{при } Z = 0 \text{ и } \theta = \theta_i \quad \sigma_{rr}(\theta, Z) = q_K(\theta, Z) + N_i, \end{array} \right\} \quad (5.1)$$

где N_i – реакция натяжения i -го анкера.

По граничным условиям (5.1) определяем константы в решении задачи [34], описывающем напряженно-деформированное состояние подсистемы «упрочненные породы-крепь». В результате на наружной поверхности упрочненного породного слоя ($r = r_1(\theta, Z)$) определяем эпюру распределения его реакции $q_K(\theta, Z)$ в зависимости от эпюры смещения (5.2) породного контура.

Данный подход является первой отличительной чертой от известного решения [58]. Кроме этого, существуют и другие принципиальные отличительные моменты (направленные на усиление общности решения), как-то учет: произвольного распределения нагрузки вдоль выработки; произвольного количества анкеров в поперечном сечении, имеющих разную активную длину l_i ; угла внутреннего трения φ нарушенных приконтурных пород.

5.1. АЛГОРИТМ РАСЧЕТА РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОДСИСТЕМЫ «УПРОЧНЕННЫЕ ПОРОДЫ-КРЕПЬ»

В работе [34] решена прямая задача – определены компоненты напряжений и перемещений по заданной нагрузке на подсистему «упрочненные породы – крепь» и установлена связь поля напряжений с функциями распределения в пространстве геометрических, силовых и механических параметров подсистемы. В данной работе рассмотрен алгоритм решения обратной задачи – по заданной эпюре смещения породного контура (внутренней поверхности подсистемы) определить эпюру реакции подсистемы, которую в дальнейшем необходимо преобразовать в соответствии с критериями оптимизации режимов взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь». Необходимость решения такой задачи определяется следующим. Основными параметрами проявлений горного давления принято считать эпюру нагрузки $P(\theta, Z)$ на крепь выработки и эпюру смещения $U(\theta, Z)$ ее породного контура. Здесь (θ) – угловая координата породного контура выработки в поперечном сечении, Z – осевая координата по длине выработки. Эти параметры взаимосвязаны между собой, но, как показывают исследования, и, главным образом натурные наблюдения, имеют разную степень зависимости от величины реакции крепи (подсистемы «упрочненные породы-крепь»). Нагрузка на крепь (при соответствующей величине ее податливости) от веса пород зоны неустойчивого равновесия существенно (в известных пределах) зависит от реакции крепи, что установлено нами аналитически [34] и подтверждается исследованиями на моделях из эквивалентных материалов [35]. Смещения породного контура также подвержены влиянию реакции крепи, однако в гораздо меньшей степени. Этот факт подтверждает анализ многочисленных исследований [36-50] на шахтах Донбасса, результаты которых вошли в нормативные документы [51, 52]. Например, расчеты по экспериментально-аналитическому методу проф. Заславского Ю.З. [38]

показывают, что относительная величина $\frac{\Delta U}{U}$ ограничения смещений породного контура за счет реакции крепи не превышает, как правило, 10% (рис. 5.1) при усредненной по контуру реакции до 150...250 кПа, величина которой соответствует наиболее распространенным и экономически целесообразным типам крепей. Из приведенных графиков также видно, что с уменьшением параметра $\frac{\gamma H}{\sigma_{сж}}$ (H – глубина заложения выработки, γ – средневзвешенный объемный вес вышележащих пород) и увеличением прочности породы на сжатие $\sigma_{сж}$ влияние реакции крепи усиливается. Это объясняется уменьшением зоны предельного равновесия r_{II} и поэтому большей интенсивностью влияния реакции крепи на ограничение ее размеров, что, кстати, соответствует полученным нами аналитическим результа-

там формирования зоны неустойчивого равновесия [34]. Немногим отличаются и результаты расчетов оценки влияния реакции крепи, выполненные по нормативным документам [51, 52]. Поэтому необходимо учесть эти особенности связи нагрузки $P(\theta, Z)$ и смещений $U(\theta, Z)$ контура с реакцией $q_K(\theta, Z)$ подсистемы и осуществить выбор ее рациональных параметров целесообразно в следующей последовательности.

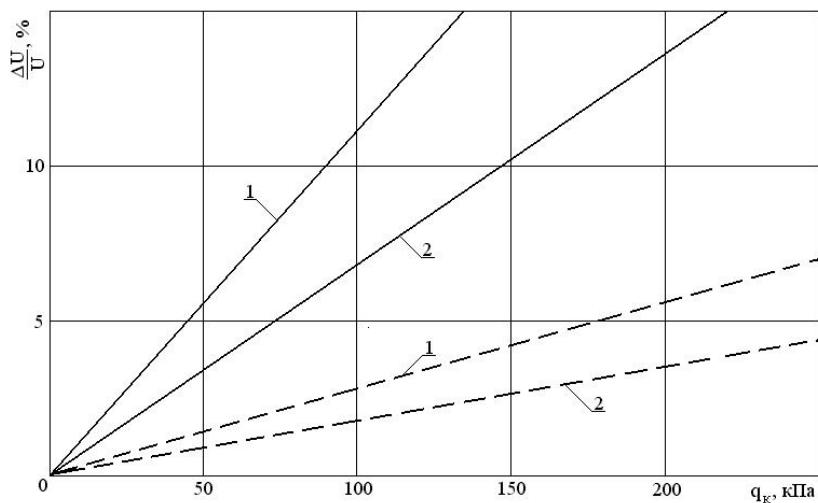


Рис. 5.1. Влияние реакции крепи на ограничение смещений контура выработки по Ю.З. Заславскому: — $\sigma_{сжс} = 40$ МПа; - - - $\sigma_{сжс} = 10$ МПа;

$$1 - \frac{\gamma H}{\sigma_{сжс}} = 0,5; \quad 2 - \frac{\gamma H}{\sigma_{сжс}} = 1$$

1. На первом этапе основная цель – достижение рационального режима взаимодействия породного массива с подсистемой «упрочненные породы-крепь», то есть снижение нагрузки $P(\theta, Z)$ до минимально возможного значения в соответствии с критериями оптимизации факторов формирования нагрузки на подсистему и выбора рациональной ее деформационно-силовой характеристики [34]. Это обеспечивается созданием требуемой величины податливости $U_0(\theta)$ подсистемы путем регулирования ее конструктивно-технологических параметров.

Поскольку реакция крепи в определенных пределах не оказывает влияния на ограничение смещений, то с достаточной точностью и с некоторым запасом можно определить прогнозируемую величину смещений U_r породного контура при $q_K(\theta, Z) = 0$. При этом следует использовать наиболее под-

ходящий в данных горно-геологических условиях метод прогноза смещений породного контура, например, известные решения [34-36, 46-48, 51-55]. Из этих же решений при $q_K(\theta, Z) = 0$ определяется и радиус r_{II} зоны предельного равновесия, который в дальнейшем будет использоваться в уравнениях оптимизации режимов взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь».

2. *Второй этап* – определение эпюры реакции $q_K(\theta, Z)$ подсистемы «упрочненные породы-крепь» при установленной эпюре смещения $U_r(\theta)$ породного контура для конкретных горно-геологических условий сооружения горных выработок. Причем, представляют интерес не столько абсолютные значения смещений, сколько характер их распределения по контуру выработки. Обычно расчетным путем и при шахтных измерениях определяются смещения в боках U_δ и кровле U_δ выработки. Этих данных вполне достаточно для описания плавного изменения смещений $U(\theta)$ по контуру выработки

$$U_r(\theta) = U_\delta \left[1 + \left(\frac{U_\delta}{U_\delta} - 1 \right) \right] \cos \theta. \quad (5.2)$$

При этом используется полученное решение в работе [34] о напряженно-деформированном состоянии многослойной крепи при граничных условиях, задаваемых на внутреннем контуре подсистемы: смещения – по уравнению (5.2), реакция $q_K(\theta, Z)$ при $r = r_0$ равна нулю. Определяются неизвестные коэффициенты $A_{imk,l}^{(n)}, \dots, N_{imk,l}^{(n)}$ [50, 56, 57]. Они вводятся в решение «прямой» задачи [34], где граничными условиями являются реакция на наружной и внутренней поверхностях подсистемы, и определяется реакция подсистемы $q_K(\theta, Z)$ как функция смещения ее внутренней поверхности $U_r(\theta)$, то есть устанавливается деформационно-силовая характеристика подсистемы «упрочненные породы-крепь».

Методами корреляционно-дисперсионного анализа аппроксимируется полученная функция $q_K(\theta, Z)$ упрощенной зависимостью [34] распределения реакции подсистемы, то есть устанавливается корреляционная связь коэффициентов $q_{0_{max,min}}$; $\alpha_{i_{max,min}}$; ψ_1 и ψ_2 ($i = 1, 2, 3$) с геометрическими, силовыми и механическими параметрами подсистемы «упрочненные породы-крепь» и смещением ее внутреннего контура.

3. *На третьем этапе* эпюра реакции $q_K(\theta, Z)$ подсистемы «упрочненные породы-крепь» должна быть оптимизирована по качественной картине распределения (по координатам θ и Z) в соответствии с критериями выбора рациональной деформационно-силовой ее характеристики и функциями цели

[34]. Это тоже достигается регулированием конструктивно-технологических параметров подсистемы.

4. *Четвертый этап* включает выбор рациональных соотношений геометрических, силовых и механических параметров основных элементов подсистемы «упрочненные породы-крепь» в соответствии с критериями ее равнопрочности [34] при оптимальной функции распределения реакции подсистемы. При этом устанавливается корреляционная связь регулируемых рациональных параметров подсистемы «упрочненные породы-крепь» с остальными ее геометрическими, силовыми и механическими параметрами, а также с механическими параметрами породного массива, размерами выработки и зоны предельного равновесия.

5. *Пятый этап* предполагает прочностной расчет подсистемы «упрочненные породы-крепь» по установленным нагрузкам и смещениям в конкретных горно-геологических условиях сооружения выработки. Определению подлежат соответствующие данным условиям геометрические, силовые и механические параметры основных грузонесущих элементов подсистемы «упрочненные породы-крепь».

Расчет проводится на базе устанавливаемых корреляционных связей минимизированных максимумов приведенных напряжений $(\sigma_{jmax})_{min}$ элементов подсистемы с параметрами системы «массив-упрочненные породы-крепь».

Изложенный пятиэтапный алгоритм выбора рациональных конструктивно-технологических параметров подсистемы «упрочненные породы-крепь» предполагает (при одновременном выполнении условия равнопрочности) полную адаптацию деформационно-силовой характеристики подсистемы к конкретным особенностям проявлений горного давления в сооружаемой выработке. Эта адаптация выполняется ресурсосберегающими технологиями на основе оптимизации режимов взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь».

5.2. АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ПАРАМЕТРОВ УПРОЧНЕНИЯ ПРИКОНТУРНОГО ПОРОДНОГО СЛОЯ АНКЕРАМИ НА ЕГО РЕАКЦИЮ

Для оптимизации параметров упрочнения анкерами на первом этапе установим степень и характер их влияния на эпюру реакции $q_K(\theta, Z)$ упрочненного породного слоя.

Сначала исследуем зависимость $q_K(\theta, Z)$ от соотношения вертикальных и боковых смещений породного контура выработки (рис. 5.2). Общая тенденция такова, что с увеличением отношения $\frac{U_\theta}{U_\delta}$ (то есть ростом верти-

кального смещения контура выработки по сравнению с боковым) возрастает реакция в замке свода по сравнению с пятой и наоборот.

Другой особенностью, как и следовало ожидать, является расположение максимумов реакции слоя по осям расположения анкеров, а минимумов – посередине между соседними анкерами, что наблюдается в поперечном и

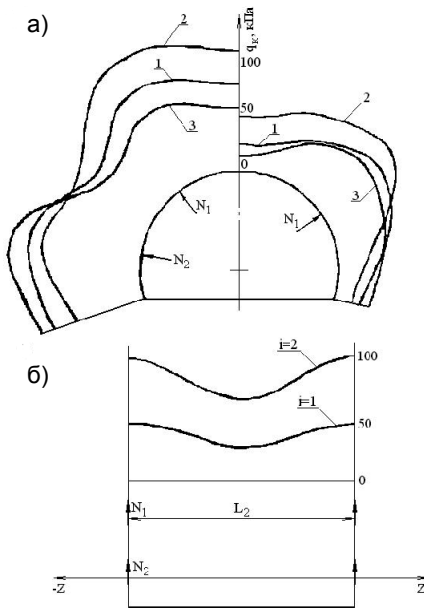


Рис. 5.2. Зависимость реакции $q_K(\theta, Z)$ упрочненного породного слоя в поперечном (а) и продольном (б) сечениях от величины отношения $U_0/U_{0\bar{}}$ и количества i анкеров на полупролете выработки:

$$1 - U_0/U_{0\bar{}} = 1; \quad 2 - U_0/U_{0\bar{}} = 2;$$

$$3 - U_0/U_{0\bar{}} = 0,5$$

продольном сечениях выработки. Если на полупролете выработки располагается несколько анкеров ($i > 1$), то наибольший максимум реакции $q_K(\theta, Z)$ будет там, где величины смещения $U(\theta_i)$ контура выработки выше. Аналогичная ситуация имеет место и с минимумами реакции $q_K(\theta)$. Следует отметить, что эти связи не прямо пропорциональны, а имеют более сложные зависимости из-за процессов перераспределения напряжений по осям θ и Z . Отмеченные особенности эпюры $q_K(\theta, Z)$ могут быть объяснены разной интенсивностью действия анкеров по объему упрочненного слоя, где в сечениях с меньшей «приведенной» толщиной жесткость слоя ниже и при постоянстве смещения контура реакция $q_K(\theta, Z)$ в этом сечении будет ниже.

Следующим моментом является связь реакции $q_K(\theta, Z)$ упрочненного слоя с количеством i анкеров, установленных на полупролете выработки. Особенность заключается в том, что с ростом количества анкеров, во-первых, увеличивается реакция $q_K(\theta, Z)$ по всей поверхности слоя и, во-вторых, уменьшается относительная разница между максимумами и минимумами реакции $q_K(\theta, Z)$. Это объясняется двумя причинами: взаимовлиянием реакции соседних анкеров и уменьшением расстояний между ними в поперечном сечении. Очевидно предположить, что параметры установки анкеров, такие как реакция N_i , координата θ_i установки в поперечном сечении, шаг L_2 установки в продольном сечении выработки и активная длина l_i анкера, оказывают влияние на эпюру реакции упрочненного породного слоя. Анализ этого влияния приведен на рис. 5.3, из которого следуют такие выводы. С увели-

чением реакции анкеров происходит общий рост реакции $q_K(\theta, Z)$ подсистемы, который имеет тенденцию к постепенному снижению интенсивности. Это объясняется учетом прочностных свойств разупрочненных приконтурных пород, для которых напряжения от действия анкеров являются лишь составляющей (хотя и существенной) повышения устойчивости заанкерowanego породного слоя. Также выявлено, что с ростом реакции анкеров уменьшается относительная разница между максимумами и минимумами реакции упрочненного породного слоя.

Эпюра $q_K(\theta, Z)$ зависит также от координат θ_i месторасположения анкеров и ее величина выше на участках контура выработки с более близким расположением анкеров.

Влияние шага установки L_2 анкеров вдоль выработки сводится к тому, что с уменьшением L_2 снижается разница между максимумом и минимумом реакции $q_K(\theta, Z)$.

Увеличение активной длины l анкера способствует возрастанию реакции $q_K(\theta, Z)$, но не прямо пропорционально, а с некоторым падением интенсивности роста. Причем, влияние l_i различно на максимумы и минимумы реакции $q_K(\theta, Z)$: более интенсивно возрастает максимум, чем минимум, что может быть объяснено более резким затуханием напряжений от анкера по мере удаления от него.

Выявленные особенности эпюры реакции $q_K(\theta, Z)$ упрочненного анкерами породного слоя позволяют с уверенностью утверждать, что параметры установки анкеров N_i , θ_i , L_2 и l_i могут служить инструментом для преобразования реакции $q_K(\theta, Z)$ в нужном нам направлении в соответствии с критериями выбора рациональной деформационно-силовой характеристики подсистемы «упрочненные породы-крепь», функциям цели и равнопрочности всех ее элементов [34].

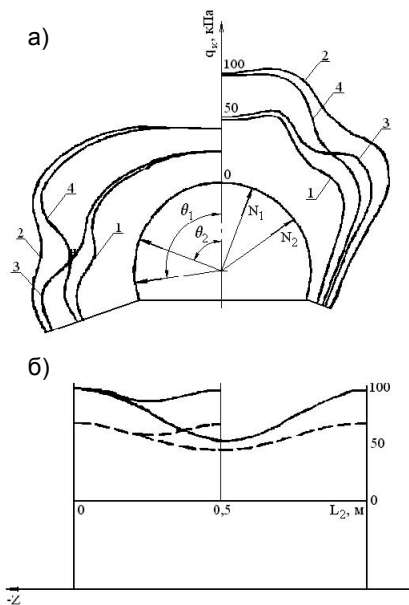


Рис. 5.3. Эпюры реакции $q_K(\theta, Z)$ упрочненного породного слоя в зависимости от реакции N_i анкеров, их месторасположения θ_i , шага установки L_2 и длины l :
1 – $N_1 = N_2 = 50$ кН;
2 – $N_1 = N_2 = 100$ кН; 3 – $N_1 = 50$ кН, $N_2 = 100$ кН; 4 – $N_1 = 100$ кН, $N_2 = 50$ кН;
— $l = 2$ м; - - - $l = 1$ м

5.3. ОПТИМИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ УПРОЧНЕНИЯ ПРИКОНТУРНЫХ ПОРОД АНКЕРАМИ

Выявленные закономерности после обработки результатов расчетов методами корреляционно-дисперсионного анализа [59-61] позволили установить уравнения связи параметров α_i [34] распределения реакции $q_K(\theta, Z)$ упрочненного породного слоя с параметрами установки анкеров

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{1_{min}} &= \left(\frac{U_{\theta}}{U_{\theta}} - 1 \right) \left\{ \left[\frac{l_1(2 - \theta_1)}{l_2\theta_2} \right] \frac{15,2}{\sigma_{сж}^0 + 2} \left(\frac{N_2}{\theta_1} + \frac{N_2}{\theta_2} \right) - \frac{2}{\sigma_{сж}^0 + 2} \right\}; \\ \alpha_{2_{min}} &= \left[0,50 - 0,07 \exp(-0,023\sigma_{сж}^0\varphi) \right] \alpha_{1_{min}}; \\ \alpha_{3_{min}} &= \left[0,20 - 0,05 \exp(-0,023\sigma_{сж}^0\varphi) \right] \alpha_{1_{min}}; \\ \psi_1 &= \psi_2 = \theta_1 \end{aligned} \right\}, \quad (5.3)$$

где ψ_1 и ψ_2 – параметры, характеризующие угловые координаты экстремумов в функции распределения реакции подсистемы в поперечном сечении выработки;

$\sigma_{сж}^0$ и φ – остаточная прочность и угол внутреннего трения горных пород.

Далее, в соответствии с алгоритмом оптимизации режимов взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь» [34], по критериям выбора рациональной деформационной характеристики подсистемы «упрочненные породы-крепь» и функциям цели будем достигать максимально возможного соответствия реакции подсистемы $q_K(\theta, Z)$ и нагрузки $P(\theta, Z)$ на нее. То есть должна решаться система уравнений с использованием полученных в работе [34] решений

$$\left. \begin{aligned} P_{0_{max}}(q_{0_{min}}) &= q_{0_{min}}; \\ \beta_{1_{max}} &= \alpha_{1_{min}}; \\ \beta_{2_{max}} &= \alpha_{2_{min}}; \\ \beta_{3_{max}} &= \alpha_{3_{min}}. \end{aligned} \right\}. \quad (5.4)$$

В результате численного анализа решений системы (5.4) получена следующая корреляционная зависимость для определения рационального значения равномерной составляющей реакции $q_{0_{min}}$ подсистемы «упрочненные породы-крепь»

$$q_{0_{min}} = 1,4 \exp(-0,34K) (0,73r_{II} - 0,45) \exp(-0,023\sigma_{сж}^0) \times \\ \times \left\{ \left[K + (1-K) \exp\left(-1,52 \frac{L_2}{r_g}\right) \right] (\gamma_g)^{-1} + 10^{-3} (3,85 + 0,66r_{II}) \exp(-0,023\sigma_{сж}^0) \right\} \times \\ \times \left[1,97 + 2,47 \exp(-0,023\sigma_{сж}^0 \varphi) \right]^{-1}, \quad (5.5)$$

где $K = \frac{q_{0_{min}}}{q_{0_{max}}} = \exp\left(-1,52 \frac{L_2}{r_g}\right)$, кПа.

Здесь параметры $q_{0_{min,max}}$ и $\sigma_{сж}^0$ измеряются в МПа; γ – в $\frac{МН}{М^3}$; N_1 и N_2 – в МН; r_g , r_n , L_2 , l_1 и l_2 – в метрах; θ_1 и θ_2 – в радианах; φ – в градусах.

Исследование результатов решения системы уравнений (5.3)-(5.5) по определению рациональной величины реакции $q_K(\theta, Z)$ подсистемы «упрочненные породы-крепь» показывает, что последняя может быть меньше в несколько раз максимального значения нагрузки $\gamma_g(r_{II} - 1)$, которую в большинстве работ [37, 38, 46-48] определяют как вес пород в зоне предельного равновесия r_{II} . То есть, оптимизируя режимы взаимодействия системы «массив-упрочненные породы-крепь», мы добиваемся значительного снижения величины реакции $q_K(\theta, Z)$ подсистемы, достаточной для поддержания выработки в устойчивом состоянии. Сказанное иллюстрируется графиками на рис. 5.4, которые также приводят к выводу о суще-

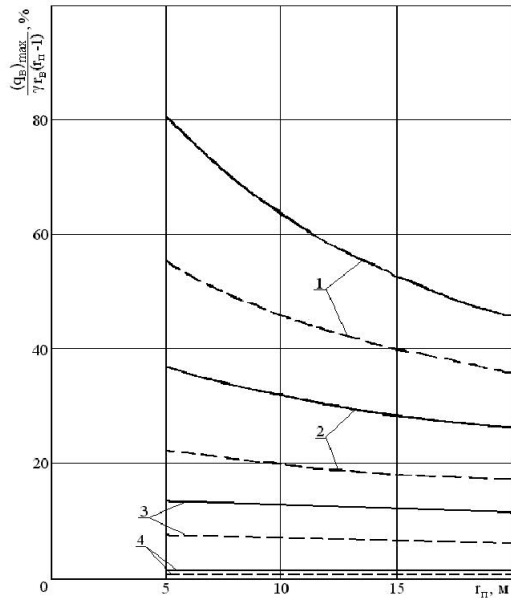


Рис. 5.4. Отношение рациональной вертикальной реакции $(q_g)_{max}$ подсистемы к весу $\gamma_g(r_{II} - 1)$ пород зоны предельного равновесия: — $K = 0$, - - - $K = 1$;

- 1 – $\sigma_{сж}^0 \varphi = 0$ МПа·град.;
- 2 – $\sigma_{сж}^0 \varphi = 50$ МПа·град.;
- 3 – $\sigma_{сж}^0 \varphi = 100$ МПа·град.;
- 4 – $\sigma_{сж}^0 \varphi = 200$ МПа·град.

ственным влиянии параметра K , учитывающего изменения реакции вдоль выработки, на оптимальную величину ее максимального значения даже при относительно небольшой длине $\left(\frac{L_2}{r_6} = 0,2 - 0,5\right)$ периода изменения.

Данный факт подтверждается исследованиями целого ряда авторов, которые детально проанализированы профессором А.Н. Роенко [62], на основе чего утверждается, что только часть пород зоны предельного равновесия формирует нагрузку на крепь.

Полученные при решении системы (5.4) результаты и их обработка методами корреляционно-дисперсионного анализа позволили определить четыре параметра анкеров:

углы установки

$$\theta_1 = \frac{\pi}{12} \left\{ 1 + \exp \left[-0,008 \sigma_{сж}^0 \varphi \left(\frac{U_6}{U_6} - 1 \right) \right] \right\}; \quad (5.6)$$

$$\theta_2 = \frac{\pi}{4} \left\{ 1,22 + 0,78 \exp \left[-0,006 \sigma_{сж}^0 \varphi \left(\frac{U_6}{U_6} - 1 \right) \right] \right\} \quad (5.7)$$

и требуемую реакцию

$$\ln \frac{0,0066(r_{II} - 1)^{0,5} \exp^2 \left(1,52 \frac{L_2}{r_6} \right) \left(\sigma_{сж}^0 + 2 \right) \exp \left(0,0067 \sigma_{сж}^0 \varphi \right)}{\left(\frac{N_1}{\theta_1} + \frac{N_2}{\theta_2} \right) \left[1,125 \exp \left(0,0067 \sigma_{сж}^0 \varphi \right) - 1 \right]} =$$

$$= A \frac{[28,87 \exp(-\theta_1) - 7,83 \exp \theta_1] N_1 - 13,57 N_2 \exp(-\theta_2)}{r_6 \exp^3 \left(1,52 \frac{L_2}{r_6} \right) L_2 \left(0,13 - 0,0012 \sigma_{сж}^0 \varphi + 0,028 r_{II} \right)}; \quad (5.8)$$

$$N_2 = 0,028 \frac{r_6}{A} (r_{II} - 1)^{0,34} \exp \left(1,52 \frac{L_2}{r_6} \right) \exp \left(-0,017 \sigma_{сж}^0 \varphi \right). \quad (5.9)$$

Эти параметры по уравнениям (5.6)-(5.9) определяют условия, когда реакция $q_K(\theta, Z)$ заанкерowanego породного слоя будет полностью соответствовать нагрузке $P(\theta, Z)$ по величине и распределению по поверхности.

Легко видеть, что уравнений (5.4) и (5.5) недостаточно для однозначного определения всех шести рациональных параметров θ_i , N_i , l_i установки анкеров. Поэтому следующий этап оптимизации параметров системы заключается в достижении условия равнопрочности заанкерowanego породного

слоя. Для этого необходимо определить максимумы приведенных тангенциальных напряжений σ и приравнять их по абсолютной величине по критериям [34] равнопрочности подсистемы «упрочненные породы-крепь».

При этом следует иметь ввиду следующее. Во-первых, наибольшие значения максимумов σ наблюдаются на внутренней поверхности упрочненного породного слоя. Во-вторых, с точки зрения механики горных пород упрочняющее действие анкеров сводится к созданию сжимающих радиальных напряжений σ_{rr} , которые по условию прочности Кулона-Мора

$$\sigma = \sigma_{\theta\theta} - A\sigma_{rr} = \sigma_{сж}^0, \quad (5.10)$$

(здесь $A = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ – коэффициент, характерный для данного типа породы [55]) повышают сопротивляемость породы тангенциальным сжимающим напряжениям $\sigma_{\theta\theta}$. Следовательно, в критериях равнопрочности элементов подсистемы [34] следует использовать не максимумы $\sigma_{\theta\theta}$, а максимумы приведенных напряжений σ по выражению (5.10). Для этого необходимо определять уравнения регрессии не только для максимумов $\sigma_{\theta\theta_{max}}$ тангенциальной компоненты, но и для минимумов $\sigma_{rr_{min}}$ радиальной в местах расположения $\sigma_{\theta\theta_{max}}$.

С учетом вышесказанного получены следующие корреляционные зависимости для максимумов $\sigma_{i_{max}}$ приведенных напряжений по максимально нагруженной поверхности породного слоя

$$\begin{aligned} \sigma_{1_{max}} = & \frac{r_6^2}{l_2^2} \left[0,13 + 0,56 \exp(-0,023\sigma_{сж}^0\varphi) \right] \exp^2 \left(1,52 \frac{L_2}{r_6} \right) \times \\ & \times \left(1 + \alpha_{1_{min}} + \alpha_{2_{min}} + \alpha_{3_{min}} \right) q_{0_{min}} - \frac{2,43A}{r_6 L_2} \times \\ & \times (0,46N_1 \exp \theta_1 + 1,18N_2 \exp \theta_2) \exp \left(-1,52 \frac{L_2}{r_6} \right); \end{aligned} \quad (5.11)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{2_{max}} = & \frac{r_6^2}{(l_1 + l_2)^2} \left[0,93 + 2,60 \exp(-0,023\sigma_{сж}^0\varphi) \right] \exp^2 \left(1,52 \frac{L_2}{r_6} \right) \times \\ & \times \left(1 + \alpha_{1_{min}} + \alpha_{2_{min}} + \alpha_{3_{min}} \right) q_{0_{min}} - \frac{5,29A}{r_6 L_2} \times \\ & \times [1,48N_1 \exp \theta_1 + 4,74N_2 \exp(-\theta_2)] \exp \left(-1,52 \frac{L_2}{r_6} \right); \end{aligned} \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{3_{max}} = & \frac{r_g^2}{l_1^2} \left[0,36 + 0,73 \exp(-0,023 \sigma_{сж}^0 \varphi) \right] \exp^2 \left(1,52 \frac{L_2}{r_g} \right) \times \\ & \times \left(1 + \alpha_{1_{min}} + \alpha_{2_{min}} + \alpha_{3_{min}} \right) q_{0_{min}} - \frac{11,5A}{r_g L_2} \times \\ & \times \left[2,51 N_1 \exp(-\theta_1) + N_2 \exp(-\theta_2) \right] \exp \left(-1,52 \frac{L_2}{r_g} \right). \end{aligned} \quad (5.13)$$

По условию равнопрочности

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1_{max}} &= \sigma_{2_{max}}; \\ \sigma_{1_{max}} &= \sigma_{3_{max}} \end{aligned} \right\} \quad (5.14)$$

определяем рациональные длины l_1 и l_2 анкеров для упрочнения приконтурного породного слоя

$$l_1 = \frac{r_g \left(0,40 - 0,0023 \sigma_{сж}^0 \varphi + 0,018 r_{II} \right) \exp^2 \left(1,52 \frac{L_2}{r_g} \right)}{\sqrt{\frac{11,5A}{r_g L_2} (1,62 N_1 + 0,25 N_2) \exp \left(-1,52 \frac{L_2}{r_g} \right) + \sigma_{сж}^0}}; \quad (5.15)$$

$$l_2 = l_1 \left[\sqrt{\frac{0,93 + 2,60 \exp(-0,023 \sigma_{сж}^0 \varphi)}{0,36 + 0,73 \exp(-0,023 \sigma_{сж}^0 \varphi) + C}} - 1 \right], \quad (5.16)$$

$$\text{где } C = \frac{A(6,25 N_1 - 3,22 N_2) \exp^3 \left(-1,52 \frac{L_2}{r_g} \right)}{r_g^3 L_2 (0,13 - 0,0012 \sigma_{сж}^0 \varphi + 0,028 r_{II})}.$$

Таким образом, получены выражения для расчета всех рациональных параметров θ_1 , θ_2 , N_1 , N_2 , l_1 , l_2 упрочнения анкерами приконтурных пород, отвечающие условиям равнопрочности оболочки и максимальной адаптации к характеру проявлений горного давления с элементами частичного управления им.

Следует иметь ввиду, что корреляционные зависимости получены в следующих интервалах: $\frac{U_g}{U_6} = 1 \dots 3$, $\sigma_{сж}^0 = 0 \dots 5$ МПа, $\varphi = 20 \dots 40^\circ$, $r_{II} = 2 \dots 20$,

$r_g = 2 \dots 3$ м, $L_2 = 0,5 \dots 1$ м.

5.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЛАСТИ ЦЕЛЕСООБРАЗНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ АНКЕРОВ КАК САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ КРЕПИ

Изложенные в разделе выражения достаточно просты и доступны для непосредственного определения рациональных параметров упрочнения приконтурных пород выработки анкерами. Однако, на наш взгляд, представляется целесообразным проанализировать общие тенденции изменения рациональных параметров θ_1 , θ_2 , N_1 , N_2 , l_1 и l_2 при меняющихся механических свойствах пород и размерах зоны предельного равновесия.

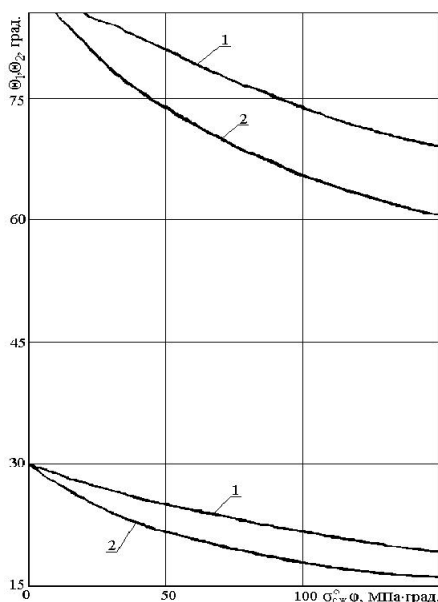


Рис. 5.5. Рациональные углы установки верхнего θ_1 и нижнего θ_2 анкеров:

$$1 - U_g / U_\beta = 2; 2 - U_g / U_\beta = 3$$

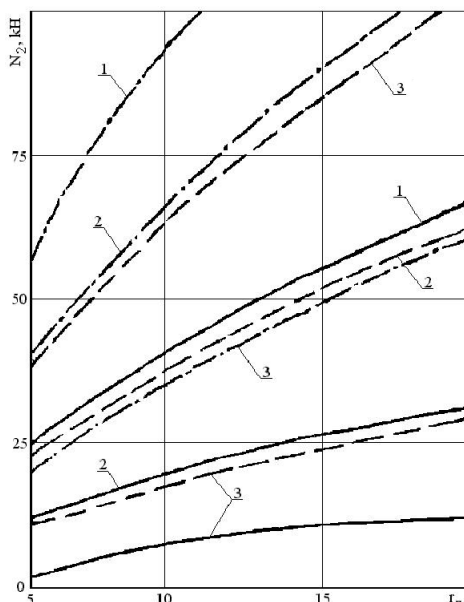


Рис. 5.6. Рациональные значения несущей способности нижнего анкера при $r_g = 2,5$ м и $L_2 = 0,5$ м: - · - · $\varphi = 20^\circ$; - - - $\varphi = 30^\circ$;

$$\text{— } \varphi = 40^\circ; 1 - \sigma_{сж}^0 = 0;$$

$$2 - \sigma_{сж}^0 = 1 \text{ МПа}; 3 - \sigma_{сж}^0 = 2,5 \text{ МПа}$$

Наиболее постоянными параметрами являются углы установки θ_1 , θ_2 верхнего и нижнего анкеров (рис. 5.5). С увеличением интегрального параметра $\sigma_{сж}^0 \varphi$ углы θ_1 и θ_2 уменьшаются: θ_1 стремится к 15° , а θ_2 – к 60° . Это вполне объяснимо, так как с ростом прочностных свойств приконтурных пород нагрузка все более концентрируется в кровле выработки.

Рациональное значение реакции N_2 нижнего анкера, равное в пределе его несущей способности, увеличивается с ростом радиуса r_{II} зоны предельного равновесия, так как возрастает вес ее пород, формирующий нагрузку на упрочненный породный слой (рис. 5.6). Естественно, с увеличением остаточной прочности $\sigma_{сж}^0$ и угла φ внутреннего трения породы реакция N_2 нижнего анкера снижается. Также весьма существенна зависимость N_2 от шага L_2 установки анкера: при увеличении L_2 от 0,5 м до 1 м рациональное значение N_2 возрастает более, чем в 2,5 раза (рис. 5.7).

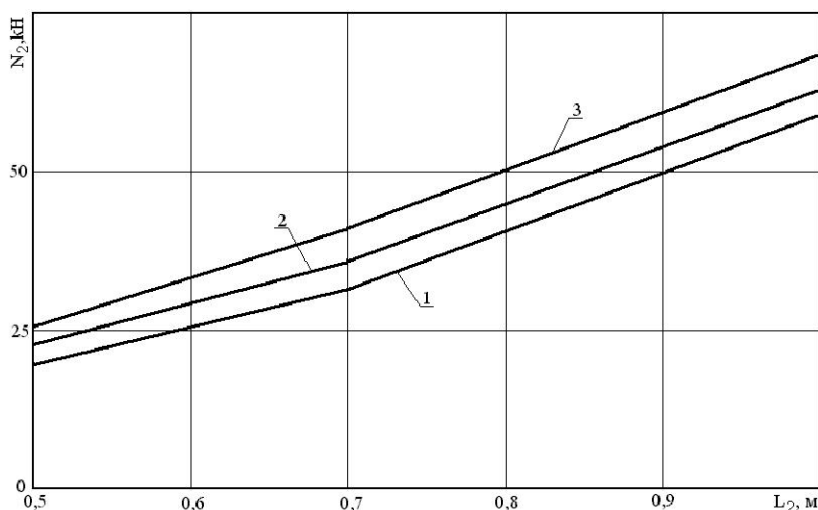


Рис. 5.7. Рациональная несущая способность нижнего анкера в зависимости от его шага L_2 установки при $r_{II} = 5$; $\sigma_{сж}^0 = 1$ МПа и $\varphi = 30^\circ$:
1 – $r_6 = 2$ м; 2 – $r_6 = 2,5$ м; 3 – $r_6 = 3$

Рациональная реакция N_1 верхнего анкера зависит от такого большого количества параметров, что приведена только выборочная функция $N_1(\sigma_{сж}^0)$, показанная на рис. 5.8. С увеличением остаточной прочности $\sigma_{сж}^0$ и уменьшением шага L_2 установки рациональное значение реакции N_1 анкера уменьшается. Следует отметить, что реакция N_1 верхнего анкера всегда выше, чем нижнего N_2 , что объясняется эпюрой нагрузки от веса пород свода неустойчивого равновесия: в кровле нагрузка всегда больше, чем в боках.

Аналогичная картина наблюдается и для рациональных значений длин верхнего l_1 и нижнего l_2 анкеров (рис. 5.9), что объясняется теми же причинами.

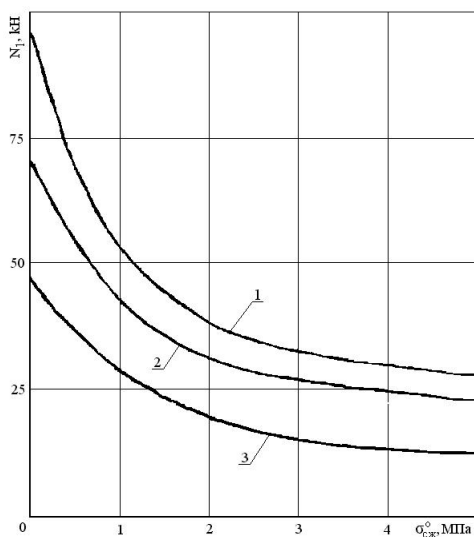


Рис. 5.8. Выборочная зависимость рациональной несущей способности N_1 верхнего

анкера от остаточной прочности $\sigma_{сж}^0$ на сжатие приконтурных пород:

1 – $L_2 / r_a = 0,4$; 2 – $L_2 / r_a = 0,3$;

3 – $L_2 / r_a = 0,2$

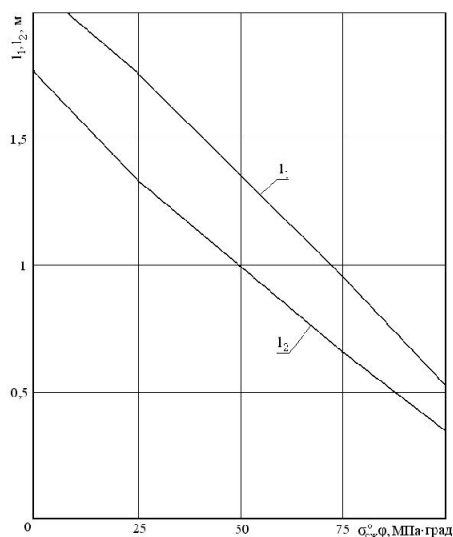


Рис. 5.9. Выборочная зависимость рациональной длины верхнего и нижнего

анкеров от параметра $\sigma_{сж}^0 \varphi$

Большой объем выполненных расчетов по определению рациональных параметров анкерного крепления позволил сделать еще два вывода.

Первый – определена область, когда возможно приведение в полное соответствие эпюры нагрузки на крепь и ее реакции по условию (5.4). Это зависит от соотношения прогнозируемых смещений в кровле и боках выработки и прочностных свойств приконтурных пород, что показано на рис. 5.10. Аналитическое выражение приведенных графиков имеет вид

$$\frac{U_{\bar{v}}}{U_{\bar{b}}} < 1 + 1,9 \frac{\sigma_{сж}^0 + 2}{\sigma_{сж}^0} \left[1 - 0,75 \exp(-0,021 \sigma_{сж}^0 \varphi) \right]. \quad (5.17)$$

Если условие (5.17) не выполняется, то необходимо интегрально приводить в соответствие нагрузку на крепь и ее реакцию по критерию выбора рациональной деформационно-силовой характеристики подсистемы [34].

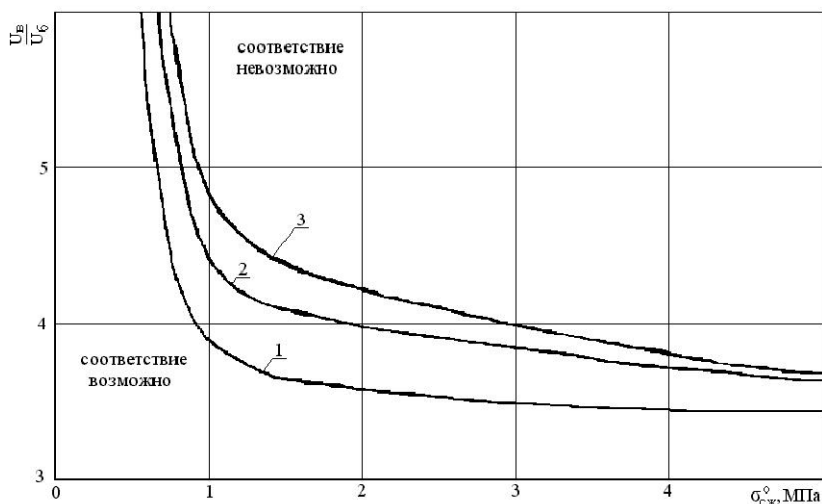


Рис. 5.10. Границы области возможного установления полного соответствия между эпюрами реакции крепи и нагрузки на нее: 1 – $\varphi = 20^\circ$;
2 – $\varphi = 30^\circ$; 3 – $\varphi = 40^\circ$

Представляет также интерес определение области применения анкеров как самостоятельной крепи горных выработок, то есть условий, когда преобразование напряженно-деформированного состояния приконтурных пород с помощью реакции системы анкеров создает грузонесущую конструкцию, способную выдерживать нагрузку от веса пород зоны неустойчивого равновесия. Для этого из анализа работ, посвященных анкерной крепи, установлены максимальные значения несущей способности анкеров $N_{i_{max}} = 0,15$ мН и их длины $l_{i_{max}} = 2,5$ м. В результате для варианта крепления выработки четырьмя анкерами в поперечном сечении получены зависимости (рис. 5.11), определяющие соотношения между остаточной прочностью приконтурных пород на сжатие $\sigma_{сж}^0$ и радиусом r_{II} зоны предельного равновесия, являющиеся граничными для области целесообразного применения анкеров как самостоятельного вида крепи. Наблюдается весьма сильное влияние угла φ внутреннего трения породы и шага L_2 установки анкеров вдоль вы-

работки. Возрастание угла внутреннего трения φ от 20° до 40° позволяет увеличить в 2...2,5 раза область применимости анкеров по радиусу r_{II} зоны предельного равновесия. Это объясняется возрастающей интенсивностью воздействия сжимающих напряжений σ_r от анкеров на устойчивость приконтурных пород по уравнению (5.10) предельного состояния.

Шаг установки анкеров L_2 имеет значительное влияние на интенсивность падения сжимающих напряжений σ_r посредине между соседними анкерами. Поэтому при $L_2 > 1$ м эффективность упрочняющего действия реакции анкеров резко падает, что указывает на нецелесообразность увеличения шага установки анкеров более 1 м. Аналогично при $L_2 < 0,5$ м область применимости анкеров расширяется практически на весь исследуемый нами интервал изменения радиуса зоны предельного равновесия $r_{II} = 2...20$ при $\sigma_{сж}^0 = 0$. Таким образом, можно сделать вывод о целесообразном шаге установки анкеров вдоль выработки $L_2 = 0,5...1$ м.

Также следует отметить, что при остаточной прочности пород на сжатие $\sigma_{сж}^0 > 1$ МПа практически весь исследуемый интервал $r_{II} = 2...20$ попадает в область целесообразного использования анкеров как самостоятельной крепи (см. рис. 5.11).

В заключение следует констатировать факт разработки метода расчета рациональных параметров упрочнения приконтурных пород анкерами с доведением его от пространственной задачи до легко доступного к применению вида.

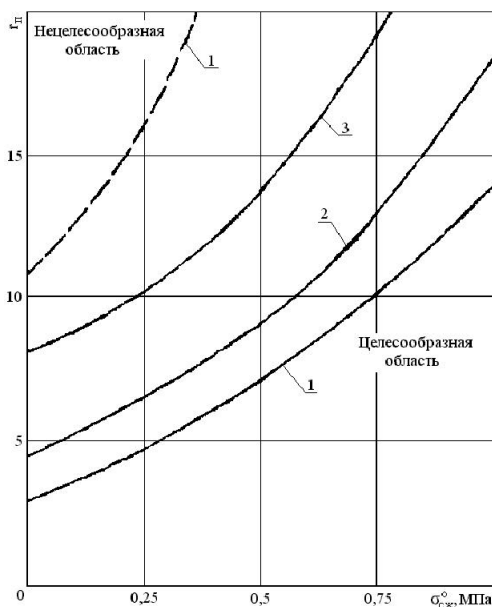


Рис. 5.11. Границы целесообразной области применения анкеров как самостоятельного вида крепи:

- 1 – $\varphi = 20^\circ$; 2 – $\varphi = 30^\circ$; 3 – $\varphi = 40^\circ$;
— $L_2 = 1$ м; - - - $L_2 = 0,5$ м

ВЫВОДЫ

1. Создан новый метод расчета рациональных параметров упрочнения приконтурных пород анкерной крепью с учетом пространственных изменений нагрузки со стороны породного массива.

2. Определена область возможного приведения в полное соответствие (полная адаптация) эпюры нагрузки на упрочненный анкерами приконтурный породный слой и эпюры его реакции. Эта область зависит от соотношения прогнозируемых смещений в кровле и боках выработки, а также от прочностных свойств приконтурных пород.

3. Очерчена область 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 нагрузку от веса пород зоны неустойчивого равновесия.

6. РАСЧЕТ И ИССЛЕДОВАНИЕ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОДСИСТЕМЫ «УПРОЧНЕННЫЕ ПОРОДЫ-РАМНО-АНКЕРНАЯ КРЕПЬ»

6.1. ОБОСНОВАНИЕ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ

Рамно-анкерная крепь включает два грузонесущих элемента: рамную крепь с межрамным ограждением и упрочненный системой анкеров приконтурный породный слой. По этой причине данную грузонесущую конструкцию следует отнести к двухслойному варианту подсистемы «упрочненные породы-крепь» [34]. Кроме того, в соответствии с рекомендациями [58] по рассосредоточению концентраторов возмущений деформационно-силовой характеристики подсистемы «упрочненные породы-крепь» принята наиболее целесообразная, на наш взгляд, конструктивная схема рамно-анкерной крепи с расположением анкеров посередине между соседними рамами и их соединении в единую систему посредством гибких стяжек, контактирующих с рамой.

Расчетная схема такой конструкции (рис. 6.1) вытекает из обобщенной схемы расчета подсистемы «упрочненные породы-крепь» [34] при следующих условиях.

Геометрические условия. Внутренний контур рамно-анкерной крепи не имеет геометрических возмущений в поперечном сечении, то есть $r_0(\theta, Z) = r_0(Z)$. В продольном сечении выработки рамы устанавливаются дискретно с шагом L_2 . Тогда имеем условие:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } Z = 0 \quad r_0(Z) &= r_0; \\ \text{при } Z \neq 0 \quad r_0(Z) &= r_1. \end{aligned} \right\} \quad (6.1)$$

Наружный контур $r_2(\theta, Z)$ периодически изменяется и определяется активной длиной l_a анкеров $r_2(\theta, Z) = r_1 + l_a(\theta, Z)$. Промежуточная поверхность

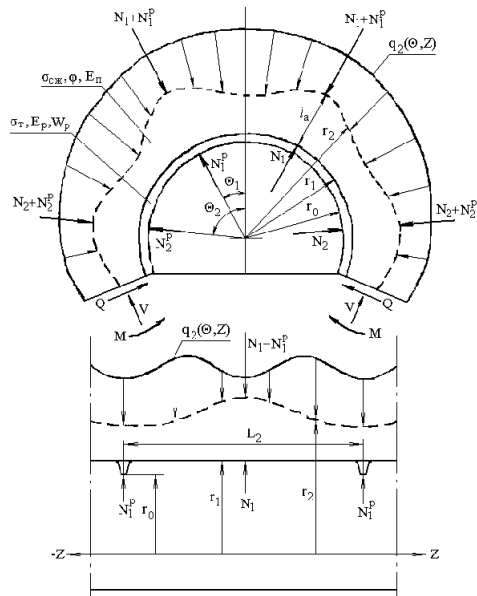


Рис. 6.1. Расчетная схема рамно-анкерной крепи в поперечном (а) и продольном (б) сечениях выработки

$r_1(\theta, Z)$ характеризует контакт наружной поверхности рамы с внутренней поверхностью упрочненного породного слоя и мы ее полагаем постоянной $r_1(\theta, Z) = r_1$ без учета стохастических колебаний породного контура при проведении выработки, которые в значительной мере компенсируются забутовой закрепного пространства. Геометрия рамной крепи характеризуется радиусом r_0 и моментом сопротивления поперечного сечения W_p .

Силовые условия. Аналогично предыдущему расчету анкерной крепи (см. §5.3) на внутренней поверхности $r = r_0$ зададим функцию радиальных смещений $U_r(\theta)$ породного контура выработки, данные о которой имеются в обширном количестве публикаций, а также в нормативно-методических документах [51-53]. В пользу такого граничного условия говорит относительная простота экспериментального замера вертикальных U_θ и боковых U_σ смещений контура выработки непосредственно в шахтных условиях, а также отмечаемая большинством исследователей слабая зависимость эпюры смещений от реакции крепи. Нагрузка $\sigma_{rr}(\theta, Z)$ на внутренней поверхности рамной крепи ($r = r_0$) представлена только сосредоточенной реакцией гибких стяжек N_{0i_1} от натяжения анкеров N_{0i_2} [34]:

$$\text{при } Z = 0 \text{ и } \theta = \theta_i \quad \sigma_{rr}(\theta, Z) = N_{0i_1} = N_i^P, \quad (6.2)$$

где N_i^P – часть реакции анкеров, приложенная к рамной крепи.

На поверхности $r = r_1$ посередине между соседними рамами через межрамное ограждение к породному контуру выработки приложены сосредоточенные усилия $N_{0i_2} = N_i$, равные разнице между реакцией натяжения анкера N_{2i} и реакцией N_i^P , действующей на раму:

$$\text{при } Z = \frac{L_2}{2} \text{ и } \theta = \theta_i \quad \sigma_{rr}(\theta, Z) = N_{0i_2} = N_i. \quad (6.3)$$

Наконец, на наружной поверхности $r = r_2$ рамно-анкерной крепи приложена произвольная нагрузка $P(\theta, Z) = q_2(\theta, Z)$ и сосредоточенные усилия N_{2i} от анкеров:

$$\begin{aligned} \text{при } Z \neq \frac{L_2}{2} \quad \sigma_{rr}(\theta, Z) &= q_2(\theta, Z); \\ \text{при } Z = \frac{L_2}{2} \text{ и } \theta = \theta_i \quad \sigma_{rr}(\theta, Z) &= q_2(\theta, Z) + N_i^P + N_i. \end{aligned} \quad (6.4)$$

Аналогично схеме расчета анкерной крепи (см. §5.3) по граничным условиям (6.1)-(6.4) определяем константы в решении задачи [34] о напряженно-деформированном состоянии подсистемы и рассчитываем пространственную эпюру реакции рамно-анкерной крепи $q_k(\theta, Z) = q_2(\theta, Z)$.

Механические условия. Поскольку рамно-анкерная крепь состоит из двух грузонесущих элементов, то механические свойства упрочненных приконтурных пород характеризуются остаточной прочностью на сжатие $\sigma_{сж}^o$, углом внутреннего трения φ и модулем деформации E_{II} породы, а рамной крепи – пределом текучести σ_T и модулем упругости E_p материала рамы. Межрамное ограждение выполняет только функцию суммирования распределенной нагрузки по поверхности между соседними рамами и ее передачу на рамную крепь. Полагаем, что из-за малой жесткости на изгиб межрамного ограждения оно не влияет на изменение поля напряжений в приконтурных породах на участке между соседними рамами.

Сформулированные граничные условия отражены в расчетной схеме, приведенной на рис. 6.1.

6.2. АЛГОРИТМ ПОИСКА РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ

В конструкции рамно-анкерной крепи имеется ряд параметров, изменяя которые возможно воздействовать на преобразование поля напряжений в крепи в требуемом направлении достижения равнопрочности грузонесущей конструкции и ее адаптации к характеру проявлений горного давления. Наиболее удобно с технологической точки зрения управлять параметрами установки анкеров: θ_i , N_i^P , N_i и l_i . Очевидно, что число управляющих параметров зависит от количества $2i$ анкеров, устанавливаемых в поперечном сечении выработки. Наиболее часто в практике крепления выработок (что в той или иной степени имеет технико-экономическое обоснование), в сечении выработки устанавливается четыре анкера ($i = 2$), как правило, симметрично относительно вертикальной оси выработки. Такой вариант установки анкеров в системе рамно-анкерной крепи и подвержен оптимизации. Другие варианты рамно-анкерной крепи оптимизируются по аналогичной схеме.

Условия равнопрочности рамно-анкерной крепи призваны обеспечить следующее. Во-первых, в сечении расположения рам ($Z = 0$) нагрузка на упрочненный породный слой и раму должна распределяться пропорционально их несущей способности. Формализованно это условие записывается как равенство отношения максимума тангенциальной компоненты $\sigma_{i_{max}}$ к прочностной характеристике материала для упрочненного породного слоя и рамной крепи:

$$\text{при } Z = 0 \quad \frac{\sigma_{i_{max}}^{\Pi}}{\sigma_{сж}^o + A\sigma_{rr_i}} = \frac{\sigma_{i_{max}}^p}{\sigma_p}. \quad (6.5)$$

Во-вторых, максимумы тангенциальных напряжений в раме $\sigma_{i_{max}}^p$, возникающие в различных точках по ее контуру, должны быть уравнены между собой по абсолютной величине. При этом, как известно, абсолютное значение максимумов снижается, что соответствует увеличению несущей способности конструкции. Поскольку в общем случае на полуконтуре рамы могут возникнуть три максимума, то мы имеем следующее условие равнопрочности

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1_{max}}^p + \sigma_{2_{max}}^p &= 0; \\ \sigma_{1_{max}}^p - \sigma_{3_{max}}^p &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.6)$$

В-третьих, аналогичное условие равнопрочности должно быть и для упрочненного породного слоя в сечении расположения рамной крепи:

$$\text{при } Z = 0 \quad \left. \begin{aligned} \sigma_{1_{max}}^{\Pi} + \sigma_{2_{max}}^{\Pi} &= 0; \\ \sigma_{1_{max}}^{\Pi} - \sigma_{3_{max}}^{\Pi} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.7)$$

В-четвертых, посередине между соседними рамами ($Z = \frac{L_2}{2}$), то есть в сечении установки анкеров должна быть достигнута равнопрочность упрочненного породного слоя:

$$\text{при } Z = \frac{L_2}{2} \quad \left. \begin{aligned} \sigma_{1_{max}}^{\Pi} + \sigma_{2_{max}}^{\Pi} &= 0; \\ \sigma_{1_{max}}^{\Pi} - \sigma_{3_{max}}^{\Pi} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.8)$$

В-пятых, несущая способность рамно-анкерной крепи в сечениях расположения рам ($Z = 0$) и анкеров ($Z = \frac{L_2}{2}$) должна быть одинаковой

$$(q_2)_{Z=0} = (q_2)_{Z=\frac{L_2}{2}}. \quad (6.9)$$

Таким образом, сформулированные условия (6.5)-(6.9) позволяют обеспечить равнопрочность рамно-анкерной крепи как в поперечном, так и продольном сечениях выработки.

Условия адаптации [34] к характеру проявлений горного давления для рамно-анкерной крепи аналогичны условиям для анкерной крепи и выглядят следующим образом

$$\left. \begin{aligned} P_0 &= q_0; \\ \beta_1 &= \alpha_1; \\ \beta_2 &= \alpha_2; \\ \beta_3 &= \alpha_3. \end{aligned} \right\} \quad (6.10)$$

Разработанная группа условий позволяет выбирать параметры рамно-анкерной крепи, при которых достигается ее равнопрочность при одновременной адаптации эпюры реакции к характеру проявлений горного давления.

6.3. РАСЧЕТ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ И АНАЛИЗ ИХ ВЗАИМОСВЯЗИ С ПАРАМЕТРАМИ СИСТЕМЫ «МАССИВ-УПРОЧНЕННЫЕ ПОРОДЫ-КРЕПЬ»

По приведенному алгоритму осуществлен поиск рациональных параметров рамно-анкерной крепи путем варьирования значений θ_1 , θ_2 , N_1 , N_2 , N_1^p , N_2^p , l_1 и l_2 на предмет удовлетворения условиям (6.5)-(6.10). Перебор вариантов значений указанных параметров выполнен целенаправленно с использованием закономерностей, полученных для анкерной крепи, и учетом влияния рам на упрочненный породный слой. Выявленные закономерности обработаны методами корреляционно-дисперсионного анализа, в результате чего получены следующие зависимости для расчета рациональных параметров рамно-анкерной крепи.

Рациональный угол установки верхнего анкера θ_1 определяется по формуле

$$\theta_1 = \frac{\pi}{12} \left\{ 1 + \exp \left[-0,008 \sigma_{сж}^o \varphi \left(\frac{U_g}{U_b} - 1 \right) \right] \right\} \left(\frac{U_g}{U_b} - 1 \right)^{0,45} \times \\ \times \left\{ 1 - \exp \left[-10^{-3} \frac{E_{II} l_1^2 L_2}{E_p W_p} \exp^2 \left(-0,76 \frac{L_2}{r_g} \right) \right] \right\}^{0,57} \quad (6.11)$$

С увеличением смещений в кровле U_g по отношению к смещению в боках выработки U_b угол θ_1 установки верхнего анкера возрастает (рис. 6.2). Это объясняется, прежде всего, условиями адаптации эпюры реакции рамно-анкерной крепи к эпюре нагрузки на нее. Ведь повышенное смещение U_g в кровле вызывает на этом участке контура повышенную реакцию крепи, что рассогласовывает ее эпюру с эпюрой нагрузки. Поэтому для выравнивания указанных эпюр необходимо увеличивать реакцию рамно-анкерной крепи в

боках выработки в том числе с помощью перемещения верхнего анкера ближе к боковой поверхности рамно-анкерной крепи. Аналогично чисто анкерной крепи с увеличением параметра $\sigma_{сж}^0 \varphi$ угол θ_1 уменьшается, стремясь к замку свода, что объясняется изменением эпюры нагрузки и ее концентрацией именно в кровле выработки.

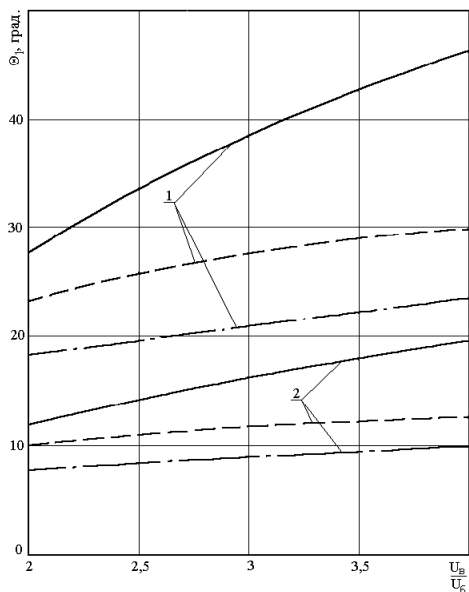


Рис. 6.2. Выборочные зависимости рационального угла θ_1 установки верхнего анкера от параметров $\frac{U_e}{U_b}$, $\frac{E_P}{E_P}$ и $\sigma_{сж}^0 \varphi$:

ра от параметров $\frac{U_e}{U_b}$, $\frac{E_P}{E_P}$ и $\sigma_{сж}^0 \varphi$:

$$1 - \frac{E_P}{E_P} = 10^{-2}; \quad 2 - \frac{E_P}{E_P} = 10^{-1};$$

— $\sigma_{сж}^0 \varphi = 0$; --- $\sigma_{сж}^0 \varphi = 50$ МПа·град.;

- · - · $\sigma_{сж}^0 \varphi = 150$ МПа·град.

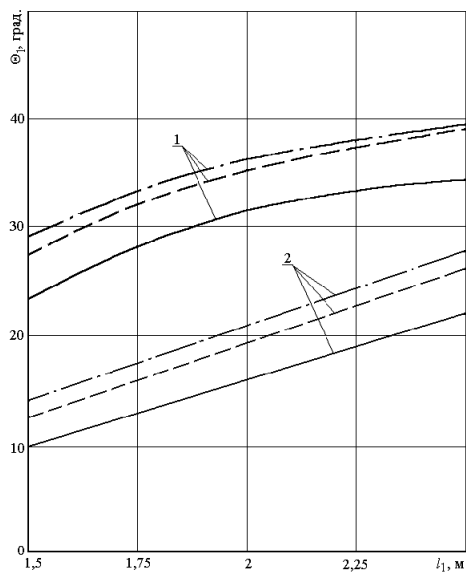


Рис. 6.3. Выборочные зависимости рационального угла θ_1 установки верхнего анкера от параметров l_1 , L_2 и W_p :

1 – $W_p = 50$ см³; 2 – $W_p = 150$ см³;

— $L_2 = 0,5$ м; --- $L_2 = 0,8$ м;

- · - · $L_2 = 1$ м

Увеличение жесткости упрочненного породного слоя по отношению к раме ($\frac{E_P}{E_P}$) усиливает указанные выше закономерности, так как при этом упрочненный породный слой воспринимает на себя большую часть нагрузки (см. рис. 6.2).

Длина верхнего анкера l_1 , шаг L_2 установки анкеров и момент сопротивления W_p сечения рамы также оказывают существенное влияние на величину рационального угла θ_1 установки верхнего анкера (рис. 6.3). Чем больше глубина упрочнения пород в кровле (l_1), тем больше жесткость этого слоя на данном участке контура крепи, выше его реакция, вследствие чего верхний анкер необходимо перемещать в сторону боков выработки. Чем меньше шаг L_2 установки анкеров и рам и выше момент сопротивления профиля W_p рамы, тем больше влияние рамы на упрочненный породный слой в сечении установки анкеров и для выполнения условий равнопрочности необходимо перемещать верхний анкер в сторону замка свода.

Для определения рационального угла θ_2 установки нижнего анкера получено следующее уравнение регрессии

$$\theta_2 = \frac{\pi}{4} \left\{ 1,22 + 0,78 \exp \left[-0,006 \sigma_{сж}^0 \varphi \left(\frac{U_6}{U_6} - 1 \right) \right] \right\} \left(\frac{U_6}{U_6} - 1 \right)^{0,31} \times \\ \times \left\{ 1 - 0,63 \exp \left[-1,2 \cdot 10^{-3} \frac{E_{II} l_2^2 L_2}{E_p W_p} \exp^2 \left(-0,76 \frac{L_2}{r_6} \right) \right] \right\}^{0,63}. \quad (6.12)$$

Анализ закономерностей влияния на угол θ_2 установки нижнего анкера параметров $\frac{U_6}{U_6}$, $\sigma_{сж}^0 \varphi$, $\frac{E_{II}}{E_p}$, l_2 , L_2 , и W_p показал их аналогичность влиянию на угол θ_1 установки верхнего анкера (рис. 6.4 и 6.5).

Однако интенсивность влияния заметно выше, на что указывает интервал изменения θ_2 от $40,5^\circ$ до $113,7^\circ$, то есть практически в опоре стойки рамно-анкерной крепи.

В результате корреляционно-дисперсионного анализа получено уравнение регрессии для расчета рациональной части реакции N_2 нижнего анкера, прикладываемой посередине между соседними рамами

$$N_2 = 0,016 \frac{r_6}{A} (r_{II} - 1)^{0,64} L_2 \exp \left(0,76 \frac{L_2}{r_6} \right) \exp \left(-0,017 \sigma_{сж}^0 \varphi \right) \times \\ \times \left\{ 1 - \exp \left[- \left(\frac{E_{II} L_2 r_6^2}{10^3 E_p W_p} \right)^{0,37} \right] \right\} \left(\frac{U_6}{U_6} \right)^{-0,53}. \quad (6.13)$$

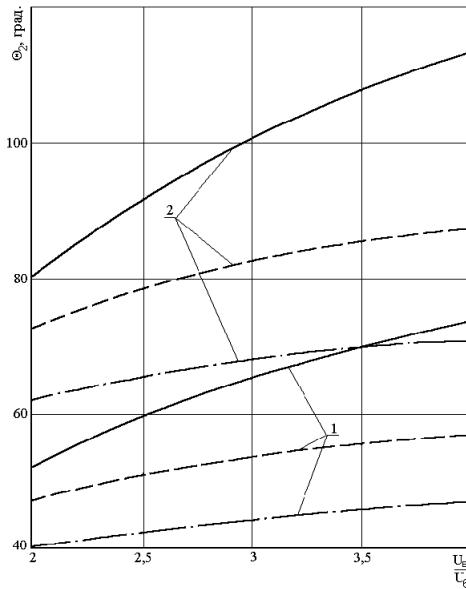


Рис. 6.4. Выборочные зависимости рационального угла θ_2 установки верхнего анкера от параметров $\frac{U_g}{E_b}$, $\frac{E_{II}}{E_p}$ и $\sigma_{смс}^0 \varphi$:

1 — $\frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-2}$; 2 — $\frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-1}$;

$$1 - \frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-2}; \quad 2 - \frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-1};$$

— $\sigma_{смс}^0 \varphi = 0$; - - - $\sigma_{смс}^0 \varphi = 50$ МПа·град.;

- · - · $\sigma_{смс}^0 \varphi = 150$ МПа·град.

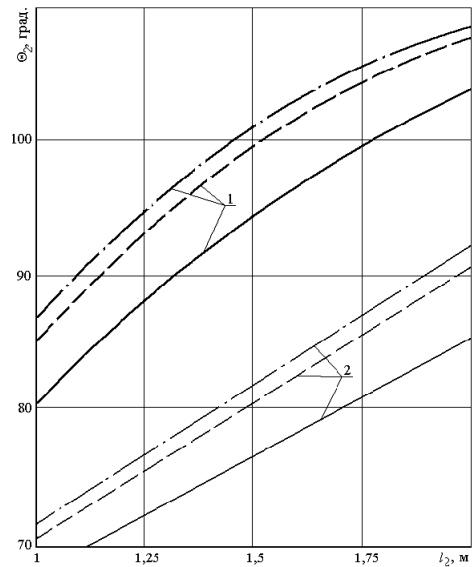


Рис. 6.5. Выборочные зависимости рационального угла θ_2 установки нижнего анкера от параметров l_2 , L_2 и W_p :

анкера от параметров l_2 , L_2 и W_p :

1 — $W_p = 50$ см³; 2 — $W_p = 150$ см³;

— $L_2 = 0,5$ м; - - - $L_2 = 0,8$ м;

- · - · $L_2 = 1$ м

Графический анализ полученной зависимости приведен на рис. 6.6 и рис. 6.7. Прежде всего, следует отметить, что при прочих равных условиях величина реакции N_2 для рамно-анкерной крепи существенно ниже, чем для чисто анкерной, что объективно объясняется наличием рам как одного из грузонесущих элементов. С увеличением радиуса зоны предельного равновесия и уменьшением остаточной прочности $\sigma_{смс}^0$ и угла внутреннего трения φ породы увеличиваются размеры зоны неустойчивого равновесия и соответствующая им нагрузка, что вызывает рост требуемой реакции N_2 .

На ее величину также оказывает существенное влияние соотношение $\frac{U_g}{U_b}$

смещений контура выработки в кровле и боках, соотношение $\frac{E_{II}}{E_p}$ модулей деформации породы и рамы и момент поперечного сечения W_p рамы.

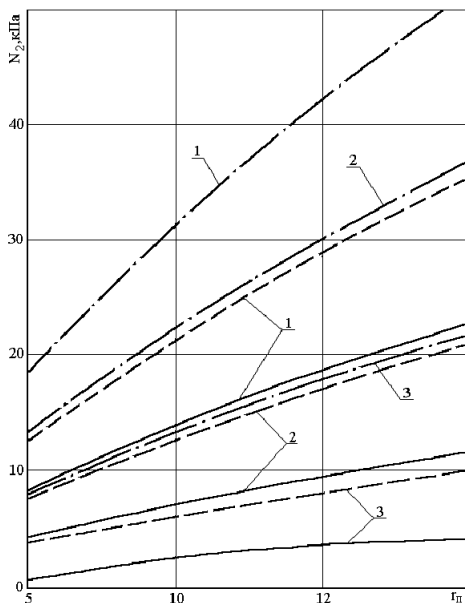


Рис. 6.6. Выборочные зависимости части реакции N_2 нижнего анкера, действующей между рамами, от параметров r_{II} , φ и $\sigma_{сж}^0$: 1 - $\sigma_{сж}^0 = 0$; 2 - $\sigma_{сж}^0 = 1$ МПа; 3 - $\sigma_{сж}^0 = 2,5$ МПа; — $\varphi = 20^\circ$; - - - $\varphi = 30^\circ$; - · - · $\varphi = 40^\circ$

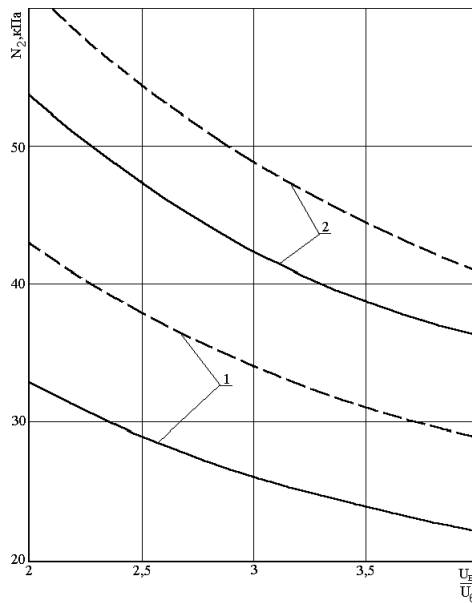


Рис. 6.7. Выборочные зависимости части реакции N_2 нижнего анкера, действующей между рамами, от параметров $\frac{U_6}{\bar{U}_6}$, $\frac{E_{II}}{E_p}$ и

W_p при $\sigma_{сж}^0 = 0$ и $r_{II} = 10$ м:

$$1 - \frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-2}; 2 - \frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-1};$$

$$- - - W_p = 50 \text{ см}^3; \text{ — } W_p = 150 \text{ см}^3$$

С увеличением параметра $\frac{U_6}{\bar{U}_6}$ требуемая реакция N_2 снижается, так как основная нагрузка концентрируется в кровле выработки. Увеличение отношения $\frac{E_{II}}{E_p}$ обуславливает повышение жесткости упрочненного породного слоя, что способствует росту на него воспринимаемой нагрузки и соответ-

венно увеличению требуемой реакции N_2 нижнего анкера. Повышение жесткости рамы через увеличивающийся момент сопротивления W_p ее поперечного сечения, наоборот, нагружает более интенсивно саму раму и разгружает упрочненный породный слой, в связи с чем реакция N_2 снижается.

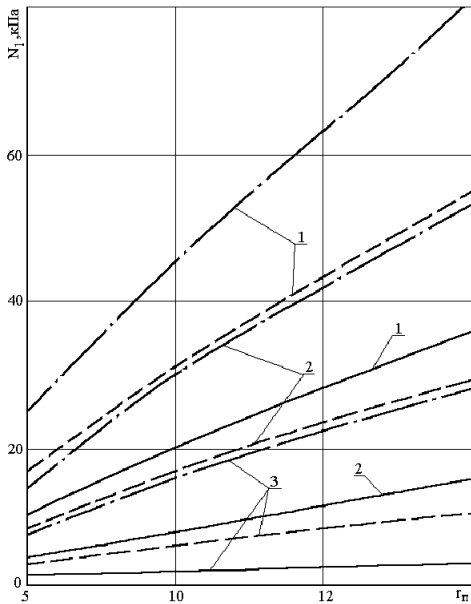


Рис. 6.8. Выборочные зависимости части реакции N_1 верхнего анкера, действующей между рамами, от параметров r_{II} , φ

и $\sigma_{сж}^0$: 1 – $\sigma_{сж}^0 = 0$; 2 – $\sigma_{сж}^0 = 1$ МПа;

3 – $\sigma_{сж}^0 = 2,5$ МПа; - - - $\varphi = 20^\circ$;

- - - $\varphi = 30^\circ$; — $\varphi = 40^\circ$

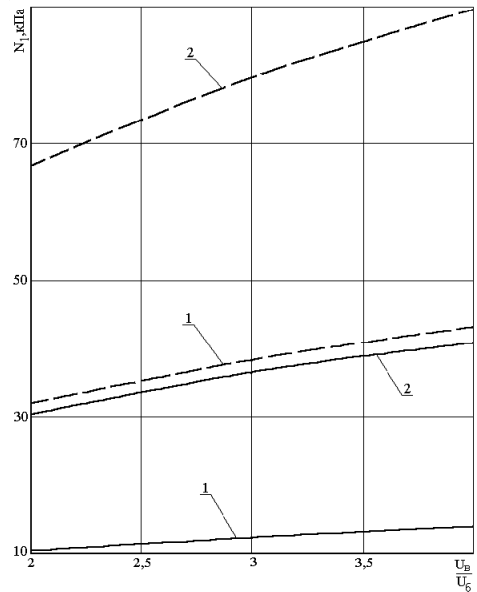


Рис. 6.9. Выборочные зависимости части реакции N_1 верхнего анкера, действующей между рамами, от параметров $\frac{U_e}{U_b}$,

$\frac{E_{II}}{E_p}$ и W_p при $\sigma_{сж}^0 = 0$ и $r_{II} = 10$ м:

$$1 - \frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-2}; 2 - \frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-1};$$

$$- - - W_p = 50 \text{ см}^3; \text{ — } W_p = 150 \text{ см}^3$$

Подавляющее большинство приведенных закономерностей характерно и для рациональной части реакции N_1 верхнего анкера, прикладываемой посередине между соседними рамами (рис. 6.8 и рис. 6.9). Отличие заключается в том, что, как правило, реакция N_1 больше реакции N_2 , так как в кровле выработки концентрируется большая нагрузка. Кроме того, имеет место об-

ратная зависимость N_1 от соотношения $\frac{U_\epsilon}{U_\delta}$: с увеличением $\frac{U_\epsilon}{U_\delta}$ требуемая реакция N_1 возрастает, поскольку необходимо противодействовать концентрации нагрузки в кровле выработки.

Для расчета рациональной реакции N_1 получено следующее уравнение регрессии

$$N_1 = 8,48 \cdot 10^{-5} \frac{r_\epsilon}{A} (r_{II} - 1)^{0,75} L_2 \exp\left(0,76 \frac{L_2}{r_\epsilon}\right) \exp(-0,021 \sigma_{сж}^o \varphi) \times \\ \times \left[1 - \exp\left[-0,61 \left(\frac{E_{II} L_2 r_\epsilon^2}{10^3 E_p W_p}\right)^{0,68}\right] \right] W_p^{-0,5} \left(\frac{U_\epsilon}{U_\delta}\right)^{0,42}. \quad (6.14)$$

Численный анализ величины рациональной реакции N_1^P верхнего анкера, прикладываемой к раме, явился основой для составления уравнения регрессии в виде

$$N_1^P = 7,69 \cdot 10^{-7} r_\epsilon A^{-0,43} (r_{II} - 1)^{0,34} \frac{L_2}{W_p} \exp(-0,021 \sigma_{сж}^o \varphi) \times \\ \times \left(\frac{U_\epsilon}{U_\delta}\right)^{0,54} \left(\frac{10^3 E_p W_p}{E_{II} L_2 r_\epsilon^2}\right)^{0,31}. \quad (6.15)$$

Общие тенденции таковы, что с ростом радиуса зоны предельного равновесия r_{II} , уменьшением остаточной прочности $\sigma_{сж}^o$ и угла внутреннего трения φ породы растет требуемая реакция N_1^P , так как увеличивается нагрузка на рамно-анкерную крепь (рис. 6.10). Также возрастает нагрузка (особенно вертикальная) на раму при уменьшении момента сопротивления W_p ее сечения, снижении отношения $\frac{E_{II}}{E_p}$ и увеличении отношения $\frac{U_\epsilon}{U_\delta}$, что

обуславливает повышение требуемой реакции N_1^P верхнего анкера, прикладываемой к раме (рис. 6.11).

В сравнении с реакцией N_1 верхнего анкера, прикладываемой посередине между рамами, следует отметить следующее. Во-первых, параметры r_{II} и φ оказывают на величину N_1^P существенно меньшее влияние, что объясняется

наличием в сечении не только упрочненного породного слоя, но и рамы, воспринимающей часть нагрузки от веса пород зоны неустойчивого равновесия. При относительно небольших нагрузках на рамно-анкерную крепь величина N_1^P может быть несколько больше N_1 , что связано в первую очередь с необходимостью выравнивания максимумов напряжений в раме по критериям равнопрочности и адаптации к характеру проявлений горного давления. С возрастанием внешней нагрузки реакция N_1 увеличивается более интенсивно по сравнению с реакцией N_1^P , что обусловлено требованием равнопрочности сечений расположения рамы и посередине между рамами.

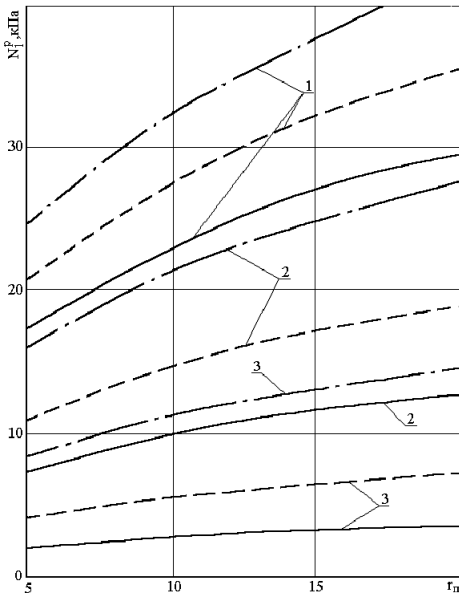


Рис. 6.10. Выборочные зависимости части реакции верхнего анкера, действующей на раму, от параметров r_{II} , φ и $\sigma_{сж}^0$:

- 1 – $\sigma_{сж}^0 = 0$; 2 – $\sigma_{сж}^0 = 1$ МПа;
3 – $\sigma_{сж}^0 = 2,5$ МПа; - · - · $\varphi = 20^\circ$;
- - - $\varphi = 30^\circ$; — $\varphi = 40^\circ$

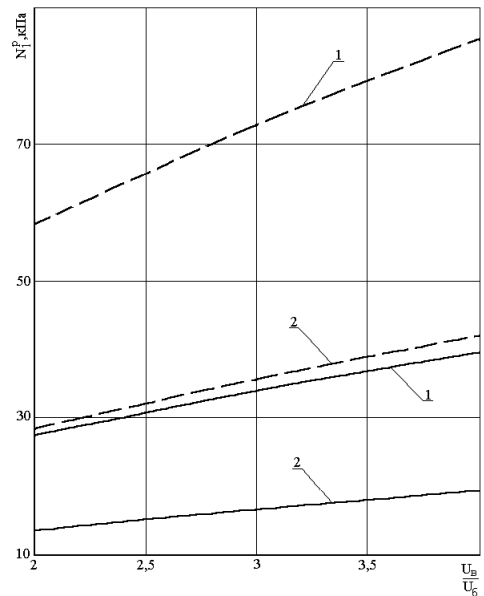


Рис. 6.11. Выборочные зависимости части реакции N_1^P верхнего анкера, действующей на раму, от параметров $\frac{U_6}{U_6}$, $\frac{E_{II}}{E_p}$ и

- W_p при $\sigma_{сж}^0 = 0$ и $r_{II} = 10$ м:
1 – $\frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-2}$; 2 – $\frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-1}$;
- - - $W_p = 50$ см³; — $W_p = 150$ см³

Во-вторых, наблюдается прямо противоположные зависимости реакций N_1 и N_1^P от соотношения $\frac{E_{II}}{E_p}$, характеризующего отчасти жесткость двух грузонесущих элементов – рамы и упрочненного породного слоя. Чем выше жесткость упрочненного породного слоя ($\frac{E_{II}}{E_p}$ увеличивается), тем большую нагрузку он воспринимает и тем больше должна быть реакция N_1 . В это же время рама разгружается и реакция N_1^P уменьшается. При снижении $\frac{E_{II}}{E_p}$ имеют место обратные зависимости.

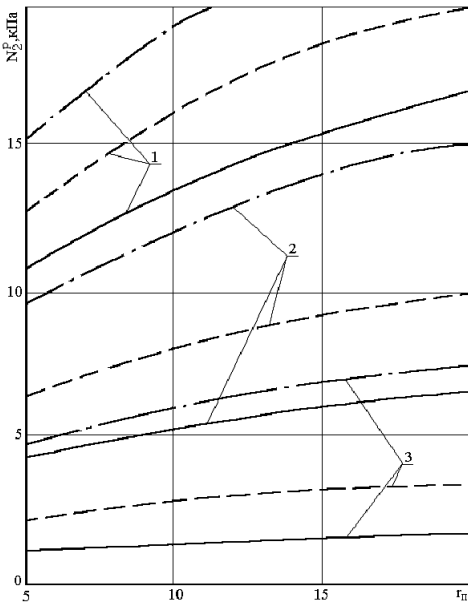


Рис. 6.12. Выборочные зависимости части реакции нижнего анкера, действующей на раму, от параметров r_{II} , φ и $\sigma_{сж}^0$:

- 1 – $\sigma_{сж}^0 = 0$; 2 – $\sigma_{сж}^0 = 1$ МПа;
3 – $\sigma_{сж}^0 = 2,5$ МПа; - · - · $\varphi = 20^\circ$;
- - - $\varphi = 30^\circ$; — $\varphi = 40^\circ$

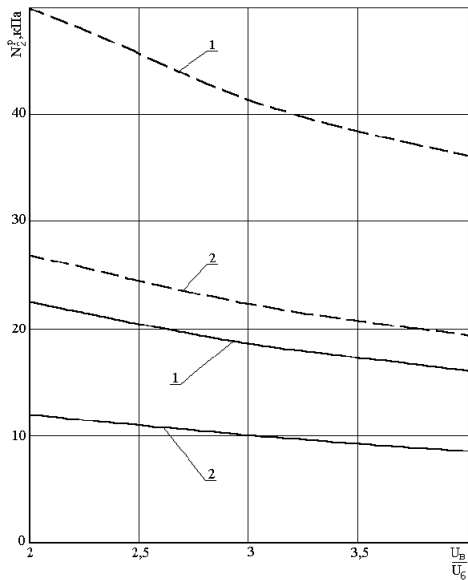


Рис. 6.13. Выборочные зависимости части реакции N_2^P нижнего анкера, действующей между рамами, от параметров $\frac{U_6}{U_0}$,

$\frac{E_{II}}{E_p}$ и W_p при $\sigma_{сж}^0 = 0$ и $r_{II} = 10$ м:

$$1 - \frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-2}; 2 - \frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-1};$$

$$- - - W_p = 50 \text{ см}^3; \text{ — } W_p = 150 \text{ см}^3$$

В-третьих, установлено, что изменение жесткостей (параметры $\frac{E_{II}}{E_p}$ и W_p) двух грузонесущих элементов рамно-анкерной крепи оставляют суммарную реакцию $N_1 + N_1^p$ верхнего анкера практически постоянной в данных горно-геологических условиях поддержания выработки.

Для части реакции N_2^p нижнего анкера, действующей на раму, закономерности влияния исследуемых параметров аналогичны как и для реакции N_1^p (рис. 6.12 и 6.13). Исключение составляет влияние отношения $\frac{U_6}{U_6}$:

с увеличением параметра $\frac{U_6}{U_6}$ требуемая реакция N_2^p снижается, так как нижний анкер устанавливается в боках выработки, а нагрузка на рамно-анкерную крепь концентрируется в кровле.

Рациональная величина реакции N_2^p рассчитывается по формуле

$$N_2^p = 1,47 \cdot 10^{-6} r_6 A^{-0,43} (r_{II} - 1)^{0,29} \frac{L_2}{W_p} \exp(-0,023 \sigma_{сж}^o \varphi) \times \left(\frac{U_6}{U_6}\right)^{-0,47} \left(\frac{10^3 E_p W_p}{E_{II} L_2 r_6^2}\right)^{0,27} . \quad (6.16)$$

Из оптимизируемых параметров рамно-анкерной крепи остались два – длина верхнего l_1 и нижнего l_2 анкеров. Рациональная длина верхнего анкера определяется по следующему уравнению регрессии

$$l_1 = r_6 A^{-0,56} \exp\left(0,76 \frac{L_2}{r_6}\right) \left(0,40 - 0,0023 \sigma_{сж}^o \varphi + 0,018 r_{II}\right) \times \sqrt{L_2} \left(\frac{U_6}{U_6}\right)^{0,35} \left(\frac{E_{II} L_2 r_6^2}{10^3 E_p W_p}\right)^{0,15} . \quad (6.17)$$

Анализ влияния исследуемых параметров на рациональную длину l_1 верхнего анкера представлен на рис. 6.14 и рис. 6.15. Величина l_1 увеличивается с возрастанием радиуса r_{II} зоны предельного равновесия и уменьшением остаточной прочности породы на сжатие $\sigma_{сж}^o$ и угла φ внутреннего трения, что обусловлено возрастанием общей нагрузки на рамно-анкерную

крепь. С увеличением жесткости упрочненного породного слоя (возрастание отношения $\frac{E_{\Pi}}{E_p}$) последний воспринимает на себя все большую часть нагрузки, для чего он должен иметь повышенную несущую способность благодаря увеличенной длине анкера l_1 . По той же причине с увеличением момента сопротивления W_p сечения рамы она воспринимает на себя повышенную нагрузку и упрочненный породный слой разгружается, что способствует снижению длины l_1 верхнего анкера. При увеличении отношения $\frac{U_{\delta}}{U_{\sigma}}$ нагрузка концентрируется в кровле выработки и обуславливает увеличение длины именно верхнего анкера для повышения несущей способности рамно-анкерной крепи в кровле выработки.

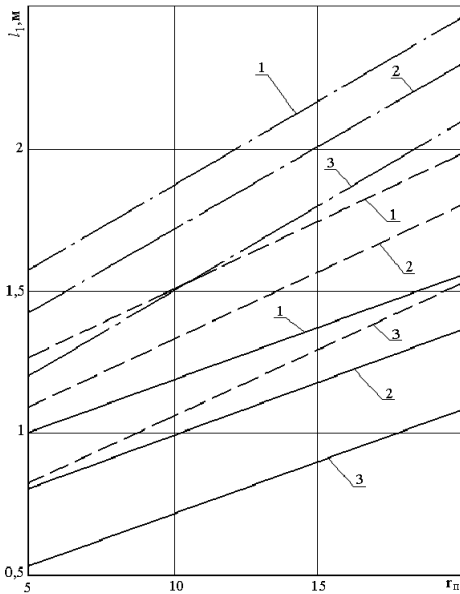


Рис. 6.14. Выборочные зависимости рациональной длины l_1 верхнего анкера от параметров r_{II} , φ и $\sigma_{сж}^0$:
1 – $\sigma_{сж}^0 = 0$; 2 – $\sigma_{сж}^0 = 1$ МПа;
3 – $\sigma_{сж}^0 = 2,5$ МПа; - · - · $\varphi = 20^\circ$;
- - - $\varphi = 30^\circ$; — $\varphi = 40^\circ$

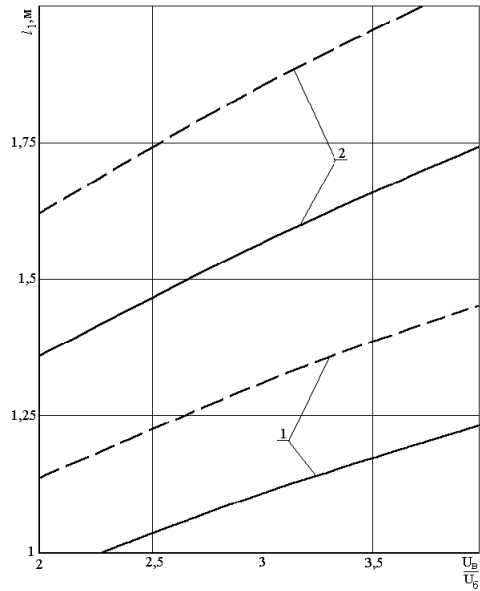


Рис. 6.15. Выборочные зависимости рациональной длины l_1 верхнего анкера от параметров $\frac{U_{\delta}}{U_{\sigma}}$, $\frac{E_{\Pi}}{E_p}$ и W_p при $\sigma_{сж}^0 = 0$ и $r_{II} = 10$ м: 1 – $\frac{E_{\Pi}}{E_p} = 10^{-2}$; 2 – $\frac{E_{\Pi}}{E_p} = 10^{-1}$;
- - - $W_p = 50$ см³ ; — $W_p = 150$ см³

В целом длина l_1 верхнего анкера оказалась меньше, чем в случае применения чисто анкерной крепи, так как в рамно-анкерной крепи присутствует важный грузонесущий элемент – рама.

Рациональная длина l_2 нижнего анкера определяется по формуле

$$l_2 = 1,42 r_6 A^{-0,68} \exp\left(0,76 \frac{L_2}{r_6}\right) \left(0,35 - 0,0027 \sigma_{сж}^0 \varphi + 0,016 r_{II}\right) \times \\ \times \sqrt{L_2} \left(\frac{U_6}{U_6^0}\right)^{-0,29} \left(\frac{E_{II} L_2 r_6^2}{10^3 E_p W_p}\right)^{0,19}. \quad (6.18)$$

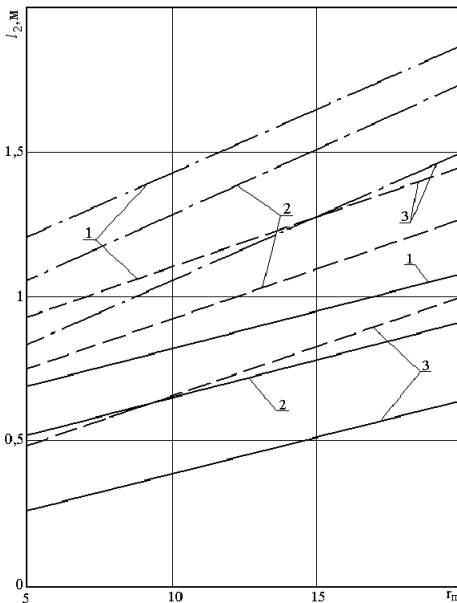


Рис. 6.16. Выборочные зависимости рациональной длины l_2 нижнего анкера

от параметров r_{II} , φ и $\sigma_{сж}^0$:

1 – $\sigma_{сж}^0 = 0$; 2 – $\sigma_{сж}^0 = 1$ МПа;

3 – $\sigma_{сж}^0 = 2,5$ МПа; - · - · $\varphi = 20^\circ$;

- - - $\varphi = 30^\circ$; — $\varphi = 40^\circ$

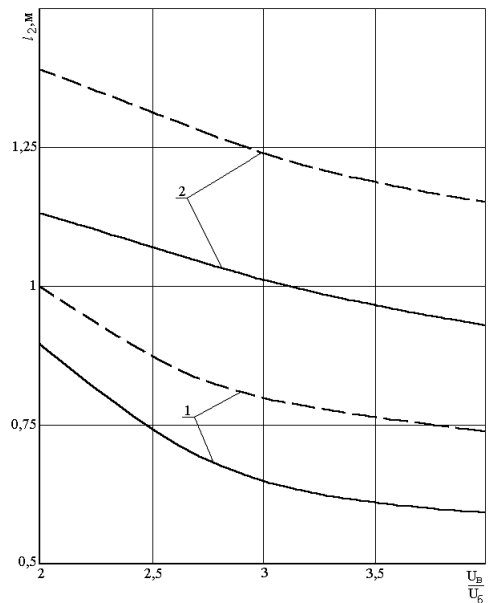


Рис. 6.17. Выборочные зависимости рациональной длины l_2 нижнего анкера от пара-

метров $\frac{U_6}{U_6^0}$, $\frac{E_{II}}{E_p}$ и W_p при $\sigma_{сж}^0 = 0$ и

$r_{II} = 10$ м: 1 – $\frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-2}$; 2 – $\frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-1}$;

- - - $W_p = 50$ см³; — $W_p = 150$ см³

Величина l_2 имеет аналогичные зависимости от исследуемых параметров (рис. 6.16) и (рис. 6.17) как и величина l_1 . Исключение составляют две особенности. Во-первых, имеет место обратная зависимость длины l_2 от соотношения $\frac{U_g}{U_6}$, которая объясняется снижением нагрузки в боках выработки и ее концентрацией в кровле при увеличении вертикальных смещений U_g по сравнению с боковыми U_6 . Во-вторых, длина l_2 нижнего анкера, как правило, меньше длины l_1 верхнего, так как исследуются наиболее часто встречающиеся случаи преобладающей нагрузки в кровле по сравнению с боками выработки.

В заключение данного раздела следует отметить, что рациональные параметры рамно-анкерной крепи, определяемые по формулам (6.11)-(6.18), имеют следующую размерность: θ_1 и θ_2 – в радианах; N_1 , N_2 , N_1^P и N_2^P – в МПа; l_1 и l_2 – в метрах. Указанные расчетные формулы справедливы в исследованных интервалах варьируемых параметров; $r_g = 2...3$ м; $L_2 = 0,5...1$ м; $r_{II} = 2...20$; $W_p = 0,5 \cdot 10^{-4} ... 1,5 \cdot 10^{-4}$ м³; $\sigma_{сж}^o = 0...2,5$ МПа; $\varphi = 20^\circ ... 40^\circ$; $\frac{U_g}{U_6} = 2...4$; $\frac{E_{II}}{E_p} = 10^{-2} ... 10^{-1}$.

Полученные зависимости (6.11)-(6.18) определяют параметры рамно-анкерной крепи, при которых достигается ее равнопрочность и вполне удовлетворительная адаптация к характеру проявлений горного давления.

6.4. ПРАКТИЧЕСКОЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПИ

В шахтных условиях месторасположение анкеров наиболее просто определять на высоте h_i их установки от почвы выработки

$$h_i = h + r_g \cos \theta_i, \quad (6.19)$$

где h – высота прямолинейной части стойки рамы или стенки выработки.

Более сложным вопросом является регулирование реакции анкера до требуемой расчетом величины. Подавляющее большинство конструкций анкеров предполагают натяжение анкера посредством гайки на наружном конце, затягивая которую с определенным моментом мы развиваем требуемое усилие на опорную плитку анкера. Но в дальнейшем по мере смещения породного контура выработки происходит изменение натяжения (реакции) анкера, что вызывает необходимость постоянного контроля и регулировки его реакции. В этом плане выгодно отличаются анкера с распорным эле-

стичным замком [58], несущая способность которого легко регулируется, а сам анкер работает практически в режиме постоянного сопротивления. Поэтому по мере развития смещений породного контура выработки реакция таких анкеров существенно не меняется и соответствует требуемой по расчету величине.

Таким образом, применение анкеров с распорным эластичным (резиновым) замком не вызывает проблем в достижении рациональных параметров анкерной крепи.

Параметры рамно-анкерной крепи предполагают, помимо координат установки, распределение определенным образом реакции анкера на две составляющие, воздействующие непосредственно на раму через стяжку и на приконтурные породы посредине между соседними рамами (см. рис. 6.18). Очевидно нужное распределение реакции анкера на раму и породу требует специальных конструктивных решений, позволяющих в зависимости от горно-геологической ситуации сооружения выработки регулировать соотношение составляющих реакции анкера.

Опыт установки рамно-анкерной крепи [58] показал, что наиболее целесообразно в качестве стяжки использовать стальной канат (трос), бывший в употреблении. При этом имеется возможность проскальзывания каната относительно рамы, что позволяет при натяжении анкеров распределять равномерно усилия между соседними рамами и анкерами. Для надежной фиксации каната на хвостовике анкера предложено [58] опорную плитку изготавливать из донной части отходов спецпрофиля СВП, как это показано на рис. 6.18. Регулирование распределения реакции анкера на раму и породу рекомендуется выполнять с помощью деформационной прокладки определенной толщины m_H , размещаемой между затяжкой и опорной плиткой анкера. Материал прокладки должен быть легко деформируемым и в качестве него предложено использовать резину или более дешевые отрезки деревянных брусьев. Расчетом необходимо установить толщину m_H деформационной прокладки (в зависимости от материала), обеспечивающую требуемое распределение реакции анкера на раму и породу.

Реакция натяжения анкера N_i^a складывается из реакции, действующей на раму N_i^P и на породу N_i (см. рис. 6.18, б). Реакция N_i , действующая на породу, определяется сжатием деформационной прокладки

$$N_i = E_g S_g \left(1 - \frac{m_K}{m_H} \right), \quad (6.20)$$

где E_g – модуль деформации прокладки;

S_g – площадь контакта прокладки и опорной плитки;

m_H и m_K – начальная и конечная толщина прокладки.

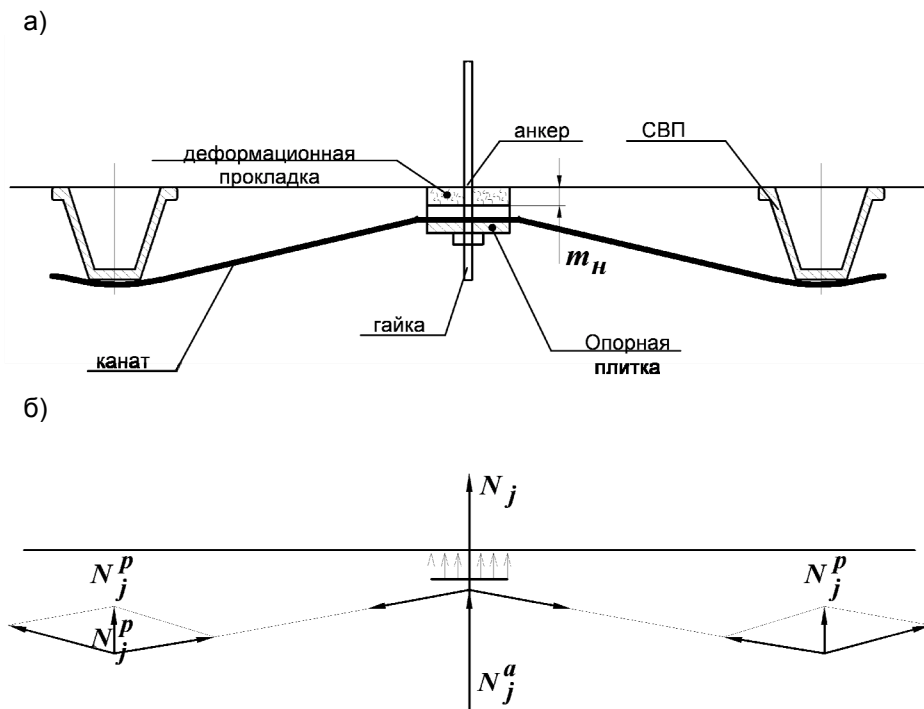


Рис. 6.18. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы регулирования распределения реакции анкеров в рамно-анкерной крепи

Формула (6.20) получена без учета деформации каната, модуль упругости которого на несколько порядков превышает модуль деформации прокладки [63].

Таким образом, изменяя начальную и конечную толщину деформационной прокладки, а также натяжение анкера N_i^a , мы можем добиваться любого соотношения реакций N_i^p и N_i , действующих на раму и породу.

ВЫВОДЫ

1. Разработан новый метод расчета рациональных параметров рамно-анкерной крепи, обеспечивающих ее равнопрочность, с одной стороны, и удовлетворительную (для практики) пространственную адаптацию к характеру проявлений горного давления, с другой стороны.

2. Даны практические рекомендации по регулированию параметров анкерной и рамно-анкерной крепей в соответствии с расчетными рациональными значениями.

7. ГЕОМЕХАНИКА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ АНКЕРНОЙ КРЕПИ С ПОРОДНЫМ МАССИВОМ

7.1. АНАЛИЗ СОВРЕМЕННЫХ ТЕОРИЙ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ПОРОДНОГО МАССИВА С АНКЕРНОЙ КРЕПЬЮ

Естественное многообразие горно-геологических и горнотехнических условий разработки месторождений полезных ископаемых подземным способом породило многообразие форм проявлений горного давления, а следовательно, и ряд теорий по аналитическому описанию этих процессов и характера взаимодействия крепи подземных выработок с приконтурными породами вмещающего массива.

При анализе теорий упрочняющего действия породного массива анкерной крепью необходимо выделить их существенные стороны с целью создания расчетных схем для определения параметров новых конструкций анкерной крепи. Все существующие гипотезы о работе упрочненной анкерами кровли выработок можно разделить на две группы. К первой группе относятся гипотезы, согласно которым породы непосредственной кровли «подвешиваются» анкерами к устойчивым вышележащим породам [64-68]. Для предотвращения обрушения неустойчивых пород кровля выработки подхватывается анкерами такой длины, чтобы их замки находились за пределами зоны возможного обрушения. Плотность установки анкеров определяется из условия превышения суммарной несущей способности анкеров над весом поддерживаемых пород. Таким образом, анкерам отводят роль подвесок, основное назначение которых состоит в восприятии растягивающих усилий. При этом не принимается во внимание упрочняющее действие анкеров на породный массив и его собственная несущая способность, то есть не оценивается несущая способность железопородной конструкции в целом.

Согласно гипотезам второй группы работа анкерной крепи сводится к упрочнению породного массива путем формирования различного рода грузонесущих железопородных конструкций [69, 70-83]. Параметры анкерной крепи определяются в зависимости от вида грузонесущей системы, который в свою очередь, принимается в соответствии с типом кровли.

В трещиноватых породах наблюдается образование в кровле трещинами наибольшего ослабления породных блоков, по мере перемещения которых трещины раскрываются в углах, в средней части выработки и блоки расклиниваются. По этой причине для указанного выше типа пород кровли выработки за расчетную схему принимается трехшарнирная арка или балка. Длина анкеров, а в ряде случаев и расстояние между ними, определяется из расчета формирования железопородной балки (арки) такой толщины, чтобы последняя выдерживала вес вышележащей зоны неустойчивых пород и свой собственный вес. Как правило, расстояние между анкерами находится

согласно условия устойчивости пород между ними (работа породного массива между анкерами тоже уподобляется работе трехшарнирной балки) или из условия сопротивления сдвигу образованной грузонесущей конструкции по наклонным и горизонтальным плоскостям.

При тонкослоистых нетрещиноватых породах кровли с ослабленными связями между слоями анкерная крепь образует несущую конструкцию, аналогичную составной балке. Для такой расчетной схемы длина анкеров, равная мощности создаваемой балки, определяется из условия равенства максимальных растягивающих напряжений в железопородной балке пределу прочности пород на растяжение. Расстояние между анкерами находится с учетом двух условий: восприятия сдвигающих усилий по поверхностям расслоений и обеспечения прочности нижнего слоя породной балки между анкерами.

Положительным в этих методах является дифференциальный подход к расчету анкерной крепи в зависимости от типа кровли, стремление увязать параметры анкера с физико-механическими константами горных пород, учет упрочнения заанкерowanego массива. Несмотря на то, что расчетные схемы нагрузок, форма и размеры грузонесущей железопородной конструкции, степень защемления ее концов принимается на основе лабораторных исследований или чисто интуитивно, рассматриваемая группа гипотез позволяет объяснить эффект упрочнения породного массива при больших размерах зоны неустойчивых пород.

В этой группе гипотез, как и при схеме «подвешивания», основное назначение анкера состоит в восприятии растягивающих нагрузок; в этом заключается сходство двух групп гипотез. Однако, согласно второй группе гипотез анкерная крепь – это не просто подвеска неустойчивых пород, а комплект элементов, формирующих железопородную грузонесущую конструкцию. При этом используется свойство породы хорошо сопротивляться сжатию, а анкера – растяжению. Определяющим принципом такой работы анкера является принцип совместного его деформирования с породным массивом, который заключается во взаимосвязи и взаимном влиянии элементов системы друг на друга при их совместном смещении внутрь выработки. Такой подход имеет принципиальное отличие от схемы «подвешивания», когда зона неустойчивых пород рассматривается только как внешняя растягивающая нагрузка по отношению к анкеру.

Однако, гипотеза «подвешивания» имеет преимущество, заключающееся в простоте метода расчета сетки армирования боковых пород анкерной крепью и успешно применяется при небольшой мощности неустойчивых пород в окрестности выработки. Поэтому, с целью расширения области применения трубчатой анкерной крепи, необходимо разработать методы расчета ее параметров применительно к обеим группам гипотез.

7.2. АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ПРЕДПОСЫЛОК В КОНСТРУИРОВАНИИ АНКЕРНОЙ КРЕПИ

Теоретической основой для разработки конструкций анкерной крепи являются рассмотренные выше представления о ее работе в породном массиве. При этом главным требованием, предъявляемым к анкерной крепи, является способность создания железопородной конструкции (балки, арки) с максимально возможной степенью целостности. Таким образом, ставится задача максимально уменьшить процесс расслоения и трещинообразования породной конструкции при ее деформировании, ликвидировать ранее возникшие расслоения и ограничить рост трещин. Причем, требование обеспечения заданной прочности закрепления анкера в шпуре является вторичным по отношению к главному условию – созданию целостной железопородной конструкции необходимой грузонесущей способности.

При работе под действием внешней нагрузки и собственного веса в балках возникают касательные напряжения сдвига, величина которых в значительной степени определяет несущую способность рассматриваемых конструкций. В тоже время в процессе деформирования пород, вмещающих выработку, происходит в большинстве случаев интенсивное трещинообразование и расслоение по плоскостям ослаблений, в результате чего значительно уменьшаются или исчезают вовсе касательные напряжения по этим плоскостям, и слои и блоки, слагающие породную конструкцию, деформируются как отдельные элементы. При этом весьма существенно уменьшается несущая способность породной конструкции [78]. Задача анкерной крепи заключается в предотвращении расслоения и трещинообразования. Очевидно, наибольший эффект скрепления породной толщи в единую конструкцию достигается, когда анкерная крепь контактирует с породой по всей своей длине. На каждом участке контакта за счет сил сцепления с породными стенками шпура анкера препятствуют расслоению отдельных пачек пород и появлению трещин. При этом важно, чтобы материал анкера имел деформационные характеристики, в частности, модуль упругости (или модуль деформации) и модуль сдвига, значительно превышающие соответствующие характеристики упрочняемых пород. Действительно, развитие трещины при совместной деформации анкера с породными стенками шпура должно вызвать ответную реакцию в анкере, направленную на закрытие трещины, которая во столько раз превосходит (на единицу площади) первичные усилия расслоения, во сколько деформационные модули материала анкера выше, чем у породы. Это условие является по сути условием минимального трещинообразования и расслоения, согласно которому, чем больше жесткость материала анкера, тем с большими усилиями сопротивляется появлению трещин и расслоений в упрочненных породах, тем меньше ослабленных мест имеет железопородная конструкция и тем выше ее несущая способность. Большая жесткость анкера в осевом направлении может быть реализована при условии создания значительной силы сцепления по поверхности

контакта со стенками шпура. При этом необходимо, чтобы силы сцепления максимально использовали прочностные свойства породы. Одновременно высокая прочность закрепления анкера в породе должна соответствовать прочностным возможностям материала анкера.

Здесь рассмотрены предпосылки к ограничению трещинообразования и расслоения в процессе деформирования железопородной конструкции. Но, в ряде случаев, еще до установки анкерной крепи во вмещающем выработку породном массиве уже имеются трещины и нарушенные контакты между слоями. Необходимо свести их разупрочняющее действие на грузонесущую конструкцию к минимуму. Это условие требует максимальной степени совместного деформирования отдельных элементов железопородной конструкции. Например, если в составной конструкции отдельные слои не имеют достаточно жесткой связи между собой, то при изгибе они будут перемещаться друг относительно друга, то есть деформироваться независимо и несущая способность всей балки определяется несущей способностью одного слоя [70]. Значит, главное условие совместного деформирования отдельных породных слоев заключается в отсутствии перемещения последних друг относительно друга. Если принять во внимание, что уже при смещениях порядка $(5-30) \cdot 10^{-3}$ м на каждом торце конструкции в выработке с шириной пролета 5 м ее отдельные слои деформируются независимо, то анкерная крепь должна осуществлять не только продольную (по отношению к анкеру), но и поперечную жесткую связь, которая не допускала бы больших поперечных смещений. А реализовать такую связь можно только путем непосредственного контакта породных стенок шпура с анкером по всей его длине, когда любому поперечному перемещению породных слоев будет сразу же сопротивляться материал анкера, работая на срез.

Таким образом, на основе анализа современных представлений о работе анкерной крепи в породном массиве сделан вывод в пользу анкеров с закреплением по всей длине шпура и сформулированы основные требования к их конструкциям. К числу этих требований относится, прежде всего, большая жесткость материала анкера, которая достигает максимального значения у металлов. Например, наиболее дешевые строительные марки стали имеют модули упругости и сдвига, превышающие в среднем на порядок соответствующие характеристики бетонов (железобетонные анкеры) и на два порядка – синтетических смол (сталеполимерные анкеры). Следовательно, непосредственный контакт металла с породными стенками шпура значительно увеличивает силы, препятствующие расслоению и трещинообразованию породных слоев, по сравнению со случаем, когда имеется промежуточная гораздо менее жесткая среда, связывающая металлический стержень с породой.

Условием реализации требования большой жесткости материала анкера является, как это было рассмотрено ранее, обеспечение высокой прочности на разрыв самого анкера и его закрепления в шпуре. Закрепление в шпуре большинства рассматриваемых конструкций анкеров обеспечивается либо

силами сцепления с породой (железобетонные и сталеполимерные анкеры), либо силами скола или сдвига породных выступов (винтовые анкеры). Эти силы не могут в полной мере использовать прочностные свойства горных пород, так как последние, в связи с анизотропией прочностных свойств, имеют пониженное сопротивление на сдвиг. Для горных пород прочность на сдвиг, как правило, в несколько раз, а то и на порядок меньше прочности на сжатие. Если же в породе имеются нарушения, например, микротрещины в плоскости среза, то прочность на сдвиг становится еще меньше. Единственный вид нагрузки, которому хорошо сопротивляются горные породы, является сжатие, в связи с чем весьма эффективно использовать прочностные свойства породы на сжатие для закрепления анкеров по всей длине шпура. Очевидно, реализовать эту идею можно посредством приложения нормальных к поверхности шпура напряжений со стороны анкера, которые обеспечивают появление касательных напряжений при смещении относительно шпура. Изменяя величину нормальных напряжений можно добиться максимального использования прочностных свойств пород и, следовательно, получить большую прочность закрепления анкера. Такой способ закрепления может быть успешно использован в слабосвязанных породах, где сопротивление на сдвиг ничтожно и использование его в известных конструкциях анкеров не дает желаемых результатов.

Наряду с обеспечением высокой прочности закрепления анкера в шпуре необходимо также повысить его прочность на разрыв. В этом отношении выгодно отличается металл, который можно упрочнить тем или иным способом.

Кроме этого, необходимо рассмотреть влияние податливости анкеров многократного по длине закрепления на их несущую способность, так как только благодаря податливости крепи можно избежать разрушающих концентраций напряжений, возникающих в ряде случаев при высоком горном давлении. Податливость анкера зависит от характера его контакта с породными стенками шпура. Силы сцепления (железобетонные, сталеполимерные анкеры) не могут обеспечить сколько-нибудь существенную податливость, так как при смещении анкера относительно шпура контакт нарушается и силы сцепления (за исключением неровностей, которые создают трение при скольжении анкера) практически исчезают – анкер теряет несущую способность. Податливость таких анкеров обеспечивается за счет растяжения их материала. Наиболее приемлемым в отношении податливости является рассматриваемый ранее контакт, обеспечивающий сцепление анкера с породой за счет сил трения при действии радиального давления по поверхности контакта. Такой контакт, при условии поддержания давления на постоянном уровне, позволяет осуществить смещение анкера относительно шпура на любую практически приемлемую величину без потери несущей способности.

Таким образом, выявлены основные недостатки наиболее распространенных конструкций анкеров с закреплением по всей длине шпура и определены основные требования при разработке эффективной конструкции анкера:

– материал – сталь;

- непосредственный контакт стали с поверхностью шпура без каких-либо промежуточных скрепляющих материалов;
- характер контакта – радиальное давление по всей поверхности шпура, обеспечивающее появление касательных напряжений трения;
- упрочнение материала анкера при создании контакта.

Эти требования наиболее успешно могут быть реализованы в конструкции трубчатого анкера, который деформируется до создания определенного давления по поверхности контакта со шпуrom каким-либо способом. Наиболее технологичным и экономичным способом развальцовки трубной заготовки в шпуре является применение энергии взрыва заряда взрывчатого вещества. При этом одновременно со штамповкой анкера в шпуре появляется возможность значительного упрочнения его материала [84, 85].

7.3. РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ И ТЕХНОЛОГИИ УСТАНОВКИ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1

В основе конструкции трубчатых анкеров положено свойство углеродистых сталей деформироваться без разрыва сплошности материала на большую величину. Горные же породы обладают этим свойством в среднем на порядок ниже, что позволяет использовать породные стенки шпура, как более жесткое тело, в качестве матрицы для штамповки и закрепления в ней взрывным способом трубчатого анкера нужного диаметра. При этом реализуется идея совмещения в одном процессе изготовления анкера с его установкой и повышения прочностных характеристик применяемой стали методом взрывной обработки.

Конструктивно трубчатый анкер ТА1 выполнен в виде пустотелого металлического цилиндра постоянного или переменного по длине сечения, то есть имеет гладкостенную или гофрированную форму.

Заготовка трубчатого анкера выполнена в виде отрезка металлической трубы, внутри которой в центральной части сечения расположены линейный заряд взрывчатого вещества (ВВ) и средство взрывания (СВ), а остальной объем внутренней полости заполнен инертным материалом (рис. 7.1).

В качестве взрывчатого вещества принят детонирующий шнур типа ДШ-А или ДШ-В, энергия взрыва которого обеспечивает необходимое сцепление на контакте порода-анкер для широкого круга горнотехнических и геологических условий, а в качестве средств взрывания – предохранительные электродетонаторы мгновенно и короткозамедленного действия.

В качестве инертного материала принят песок или вода, служащие предохранительной оболочкой детонирующего шнура и способствующие равномерному и более интенсивному воздействию ударной волны на материал трубной заготовки.

Фиксирование детонирующего шнура в средней части поперечного сечения трубной заготовки осуществляется с помощью торцевых пробок, напри-

мер, из картона, глины и других материалов, а закрепление трубной заготовки в шпуре – с помощью деревянного клина. В случае применения трубчатых анкеров в шахтах, опасных по газу и пыли, длина глиняных пробок на торцах заготовки по рекомендации МакНИИ должна составлять не менее 0,1 м.

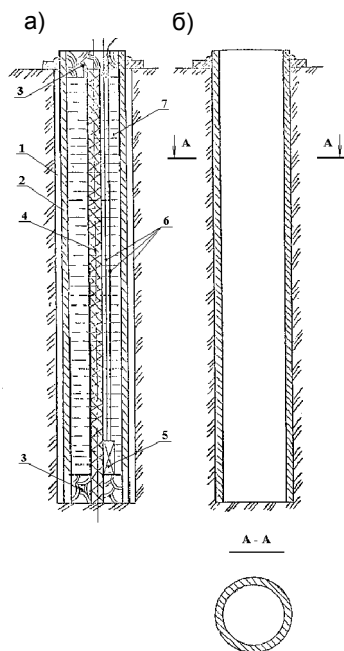


Рис. 7.1. Конструкция трубной заготовки (а) и трубчатого анкера ТА1 (б): 1 – шпур; 2 – трубная заготовка; 3 – глиняная пробка; 4 – детонирующий шнур ДША или ДШВ; 5 – электродетонатор; 6 – электропровода; 7 – наполнитель (песок, вода)

ряда ВВ в заготовке, расположенной в шпуре;

- трубная заготовка весьма простая, имеет форму отрезка трубы соответствующего диаметра и не требует какой-либо предварительной обработки поверхности, а ее изготовление состоит в нарезке отрезков труб нужной длины;

- отсутствует необходимость изготовления и монтажа такого сложного элемента, как замок анкера, так как крепь готовится методом взрывной штамповки как одно целое;

- отпадает надобность в забивке или ввинчивании анкеров, а следовательно, становится не нужным соответствующее оборудование по механи-

Принято обратное инициирование детонирующего шнура с целью повышения воздействия ударной волны.

Основные технические показатели и геометрические размеры трубчатых анкеров должны соответствовать данным расчета и паспорта крепления выработки.

Применяемые материалы и покупные изделия должны соответствовать действующим стандартам и техническим условиям.

К трубным заготовкам под анкера предъявляются следующие требования:

- допустимое отклонение длины заготовок ± 10 мм;

- по торцам трубной заготовки не должно быть наплывов металла от резки автогеном;

- не допускается использование трубных заготовок с изгибами.

Транспортировка трубных заготовок осуществляется в шахтных вагонах, а хранение в местах использования – на стеллажах, исключающих их деформирование и изгиб, а также попадание влаги.

Рассмотренная конструкция трубчатого анкера ТА1 обладает рядом достоинств:

- в качестве источника энергии для изготовления анкера и его установки принята энергия взрывчатого вещества, причем, выполнение этих разных по существу операций производится одновременно при взрыве заряда ВВ в заготовке, расположенной в шпуре;

зации этих работ;

- существенно сокращается время и повышается производительность труда при изготовлении анкера и его установке за счет исключения ряда операций, обычно выполняемых при изготовлении и возведении существующих типов анкерных крепей;

- надежность взрывных работ повышается тем, что электропровода от детонатора располагаются во внутренней полости трубной заготовки;

- представляется возможным использовать для изготовления анкерной крепи некондиционную продукцию трубного производства, а также трубы бывшие в употреблении, что значительно расширяет возможности реализации данного способа и снижает стоимость крепи;

- применение в качестве источника энергии взрывчатого вещества позволяет одновременно со штамповкой и установкой анкера произвести упрочнение его материала, что дает возможность сократить материал в таком же количестве, либо повысить несущую способность анкера;

- заполнение внутренней полости трубной заготовки инертным материалом увеличивает воздействие ударной волны на материал заготовки в 1,5-2 раза и обеспечивает безопасные условия применения детонирующего шнура в шахтах, опасных по газу и пыли.

Наиболее эффективна с точки зрения максимального использования упрочняющего действия трубчатых анкеров установка их непосредственно при проведении выработки с отставанием от забоя не более 2 м. В этом случае анкера сразу вступают в работу, предотвращая трещинообразование и расщепление приконтурного породного массива.

Снаряжение трубных заготовок взрывчатым веществом производится мастером-взрывником в следующей последовательности:

- к концу детонирующего шнура с помощью электропроводов прикрепляется электродетонатор и закатывается в глиняную оболочку-пробку, второй конец детонирующего шнура также скрепляется электропроводами и ДШ-А вставляется в трубную заготовку, конец которой со стороны электродетонатора закрывается глиняной пробкой, длиной не менее 0,1 м;

- в открытый конец трубной заготовки вставляется пластмассовая воронка с пропущенными через нее электропроводами и производится засыпка заготовки песком или заливка водой;

- после закрытия второго конца трубной заготовки глиняной пробкой, длиной также не менее 0,1 м, заготовка вводится в шпур и при необходимости закрепляется в нем с помощью деревянного клина, препятствующего ее выпадению из шпура под действием собственного веса или поэтапного производства взрывных работ.

В дальнейшем мастером-взрывником осуществляется подсоединение расположенных в заготовках детонаторов к магистральной линии и взрывание. На этом процесс изготовления и установки трубчатых анкерных ТА1 заканчивается.

В случае обнаружения «отказов», их ликвидация выполняется следую-

щим образом: на торце заготовки у устья шпура параллельно детонирующему шнуру с помощью наколки делается отверстие в глиняной пробке, в которое вставляется электродетонатор и закрывается глиной. После подсоединения электродетонатора к взрывной сети осуществляется повторное взрывание.

7.4. АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ АНКЕРНОЙ КРЕПИ

Необходимое условие эффективного применения любой конструкции анкерной крепи заключается в разработке метода расчета основных ее параметров. Некоторые параметры, такие, как рабочая характеристика, несущая способность, длина анкера и его рабочего участка являются общими для всех типов анкеров. Другие параметры специфичны и характерны только для определенных групп анкерной крепи.

Расчет несущей способности замковых анкеров [66, 69, 86-88] обычно сводится к определению прочности закрепления замка (либо обратная задача – по необходимой прочности закрепления рассчитываются размеры элементов замка), полагая, что основными силами, препятствующими перемещению анкера, являются силы трения или скола по поверхности контакта замка со шпуrom. Однако, практически все расчеты выполняются с использованием только методов сопротивления материалов. Не исследуется распределение напряжений в элементах замка анкера и в контактирующих с ним породных стенках шпура, знание которого позволит более корректно и с большей точностью рассчитать несущую способность анкера. Более того, весьма редко используется условие равнопрочности конструкции замкового анкера, в результате чего необоснованно завышаются поперечные размеры отдельных элементов и возрастает металлоемкость крепи в целом.

Методы расчета анкеров с закреплением по всей длине шпура [69, 86, 89, 90] в своем большинстве лишены указанных выше недостатков, так как базируются на исследованиях распределения напряжений как по контакту арматура – бетон (полимер), так и по контакту бетон – порода. Для винтовых анкеров подробно изучен [86] процесс скола породных выступов и на этой основе предложен более достоверный метод расчета. Что же касается метода расчета параметров трубчатой анкерной крепи, то первой работой в этом направлении являются исследования Ю.И. Гусева [94]. В этой работе метод расчета параметров взаимодействия трубчатого анкера с породным массивом создан на базе существующих представлений о работе арматуры в железобетоне [89-93]. Природа взаимодействия арматуры с бетоном механически переносится на процесс работы контакта анкер – порода. При этом предполагается, что основными силами, обеспечивающими закрепление анкера в шпуре, являются силы сцепления стали с породой. Однако, такой подход не отражает реального механизма взаимодействия анкера с породой. Проведенные исследования не подтвердили существования сил

сцепления по поверхности контакта анкер – порода. К этому выводу можно прийти и чисто логическим путем. Во-первых, при относительно небольших скоростях соударения (при взрывном деформировании заготовки трубчатого анкера) таких разнородных по своим свойствам материалов, как сталь и горная порода, вряд ли могут возникнуть какие-то структурные связи в виде сил сцепления. По этому поводу следует сказать, что появление своего рода сцепления даже при ударном деформировании такой однородной системы как «металл – металл» (сварка взрывом) требует скоростей соударения в среднем на полтора – два порядка больших, чем скорости соударения в системе «трубная заготовка – порода». Во-вторых, в большинстве случаев трубная заготовка, развальцовываясь пластически, деформирует приконтурный породный слой шнура, в результате чего появляются микротрещины разрыва. Такие нарушения, как показывают исследования [95], всегда приводят к существенному уменьшению сцепления. В то же время трубчатый анкер успешно сопротивляется выдергивающим нагрузкам, развивая большие касательные напряжения по поверхности контакта. Проведенные исследования показали, что до относительной деформации шнура 2,5-3% несущая способность анкера практически постоянна, хотя налицо неупругое напряженное состояние породы. Такой характер работы контакта можно объяснить только силами трения. В-третьих, силы сцепления по поверхности контакта совершенно не объясняют возможность большой податливости анкера, которая естественно вытекает из механизма взаимодействия системы «трубная заготовка – порода» посредством сил трения.

Предложенный в работе [94] метод расчета несущей способности трубчатого анкера логично исходит из того, что последняя определяется двумя факторами: прочностью на разрыв самого анкера и прочностью закрепления анкера в шнуре. Однако, расчет несущей способности проводится по двум этим факторам обособленно, вне взаимосвязи и взаимного влияния их друг на друга. В то же время, благодаря непосредственному контакту анкера с породными стенками шнура, его деформирование оказывает влияние на изменение давления на контакте и, следовательно, на несущую способность анкера. Как показали исследования, неучет взаимосвязи двух факторов приводит не только к искажению процесса взаимодействия анкера с породным массивом, но и к значительным погрешностям в определении несущей способности анкера.

Прочность анкера на разрыв в работе [94] определяется по допускаемым напряжениям, рассчитываемым исходя из одноосного напряженного состояния материала анкера. При этом совершенно не учитывается трехосное напряженное состояние материала анкера, вызванное одновременным действием растягивающих усилий и давления по поверхности контакта с породными стенками шнура. Кроме этого, не рассматривается упрочняющее действие обработки материала анкера взрывом. А, между тем, многочисленные исследования штамповки металлов взрывом как в Украине, так и за рубежом постоянно указывают на резкое увеличение прочностных характеристик наиболее

употребляемых для изготовления анкерной крепи строительных сталей. Например, для стали Ст.10 предел текучести при взрывной обработке увеличивается более чем в 4 раза [84, 85]. Все эти неучтенные факторы в большой степени изменяют фактическое значение прочности анкера на разрыв.

Метод расчета прочности закрепления трубчатого анкера в шпуре также имеет ряд существенных недостатков. Функция распределения касательных напряжений сцепления не определяется посредством исследования напряженно-деформированного состояния анкера и окружающего породного массива, а задается по аналогии работы арматуры в железобетоне в виде экспоненциальной кривой. Принятая, в общем-то бездоказательно, функция распределения касательных напряжений сцепления дает лишь качественную картину. Одновременно не указывается на связь констант функции распределения с физико-механическими характеристиками пород и материала анкера. Поэтому рассчитать прочность закрепления анкера в шпуре аналитическим путем невозможно. Константы определяются экспериментально при выдергивании анкеров с различной длиной замка и диаметром анкера. Если учесть, что для каждого измерения с характерным для механических свойств пород допустимым коэффициентом вариации 15-20% необходимо не менее 4-5 опытов, то для экспериментального определения констант требуется как минимум 20-30 опытов для каждого типа горной породы, что чрезвычайно усложняет метод расчета несущей способности трубчатого анкера.

Представляет интерес подход к определению параметров системы «ВВ-анкер» [94], при котором отыскиваются критерии максимальной несущей способности трубчатого анкера. Но постановка задачи и ее решение не показывают физической картины процесса деформирования анкера в шпуре энергией взрыва. По мнению Ю.И. Гусева основное влияние на процесс развальцовки анкера и его несущую способность оказывает соотношение поперечных размеров шпура и анкера. Оптимальное соотношение поперечных размеров определяется экспериментально путем развальцовки трубной заготовки в металлической обойме и последующего выдергивания первой из второй. Однако, здесь не соблюдается корректность постановки опыта в отношении металлической обоймы, заменяющей шпур, так как свойства металла резко отличаются от свойств горных пород. Это указывает на неприемлимость результатов эксперимента для определения критерия максимальной несущей способности трубчатого анкера. Что же касается теоретических предпосылок, то на процесс взрывного деформирования анкера в шпуре оказывают влияние не только поперечные размеры шпура и анкера, а также прочностные свойства металла и породы. Более того, остался вне поля зрения расчет оптимальной конструкции заряда ВВ, хотя именно он в значительной степени определяет как качественную, так и количественную сторону процесса развальцовки трубной заготовки.

Заслуживает внимания требование обеспечения сплошности анкера, как необходимого условия достижения его высокой несущей способности. Но критерия оценки сплошности, то есть определение условий, при которых анкер

деформируется без разрыва, не дано. При этом считают, что условие сплошности удовлетворяется автоматически, так как предельный коэффициент вытяжки строительных сталей составляет 1,85-2,15 [96]. Однако, здесь отождествляются понятия «относительная деформация» и «коэффициент вытяжки», хотя по сути они совершенно разные, так как коэффициент вытяжки представляет собой отношение характерного размера металлической пластины, полную вытяжку (то есть придание ей U -образной формы) которой можно произвести без разрушения за одно взрывное нагружение к характерному размеру отверстия штамповочной обоймы. Максимальные значения относительной деформации рассматриваемых сталей при взрывном нагружении практически не изменяются по отношению к таковым при статическом нагружении [85] и составляют 15-25% [97], а не 85-115% как было принято в работе [94]. Поэтому-то и необходимо разработать критерий развальцовки трубной заготовки без разрыва ее сплошности, который бы накладывал ограничение на соотношение поперечных размеров шпура и анкера.

Таким образом, по результатам анализа существующего метода расчета параметров трубчатой анкерной крепи, необходимо выделить следующие основные недостатки:

- задача по описанию взрывного деформирования трубной заготовки в шпуре выполнена без учета существенно влияющих на этот процесс прочностных свойств металла и горной породы;
 - критерий выбора оптимального соотношения поперечных размеров шпура и анкера, с точки зрения обеспечения максимальной несущей способности, не может быть признан удовлетворительным ввиду некорректной постановки эксперимента, определяющего основную константу вышеупомянутого критерия;
 - отсутствуют разработки критерия взрывного деформирования трубной заготовки без разрыва ее сплошности;
 - не разработан критерий выбора конструкции заряда ВВ;
 - описанный механизм взаимодействия анкера с породными стенками шпура не отражает реального силового процесса на их контакте;
 - расчет прочности анкера на разрыв выполнен без учета трехосного напряженного состояния материала анкера и его упрочнения при взрывной обработке;
 - расчет прочности закрепления анкера в шпуре не доведен до числа и требует значительного количества опытов для каждой разновидности горной породы;
 - не разработан метод расчета рабочей характеристики трубчатого анкера.
- Отмеченные недостатки предопределили необходимость решения следующих задач: разработать инженерный метод расчета параметров трубчатой анкерной крепи и совершенствовать конструкцию и технологию ее установки.

8. ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ СИСТЕМЫ «ТРУБНАЯ ЗАГОТОВКА-ПОРОДА»

8.1. РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ АНАЛИТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТРУБНОЙ ЗАГОТОВКИ ЭНЕРГИЕЙ ВЗРЫВА

Аналитическое описание процесса деформирования металлического цилиндра (заготовки трубчатого анкера) энергией взрыва (рис. 8.1) представляет собой весьма сложную и громоздкую задачу. Однако ее можно существенно упростить, если процессы распространения и взаимодействия ударных волн в заполнителе и стенках цилиндра охарактеризовать одним интегральным параметром, который выражает результат действия взрыва, – скоростью деформирования стенок цилиндра в радиальном направлении.

Построенные на таком принципе решения [98, 99] предполагают, что:

- процесс передачи энергии взрыва металлическому цилиндру протекает мгновенно и заключается в создании начального поля скоростей его деформирования; при дальнейшем расширении цилиндра давление на его поверхности равно нулю;
- материал цилиндра при взрывном нагружении несжимаем и обладает свойствами идеально пластичного тела.

Эти допущения обоснованы следующими теоретическими положениями и экспериментальными исследованиями в области физики взрыва и механики твердого деформируемого тела.

Известно, что передача энергии взрыва заряда ВВ металлическому цилиндру происходит за счет воздействия ударной волны на стенки цилиндра и давления продуктов детонации на его внутреннюю поверхность. Для характерных поперечных размеров заготовок трубчатых анкеров при малом диаметре заряда (детонирующий шнур) соотношение объемов заряда и внутренней полости цилиндра таково, что вели-

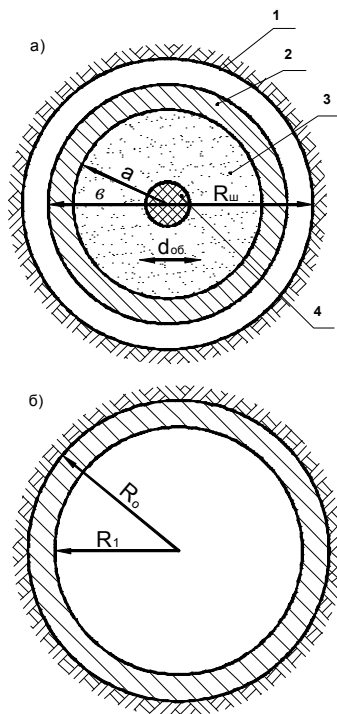


Рис. 8.1. Расчетная схема динамического деформирования заготовки трубчатого анкера (положение заготовки до взрыва (а), после взрыва (б): 1 – шнур; 2 – заготовка; 3 – наполнитель; 4 – заряд ВВ

чина давления продуктов детонации оказывается в несколько раз, а то и на порядок ниже значения минимального давления развальцовки цилиндра.

Таким образом, главным фактором определяющим процесс развальцовки цилиндра, является воздействие ударной волны.

Экспериментальные исследования [98] установили характер разгона меемого энергией взрыва тела, который подчиняется зависимости

$$V(\tau_g) V_0 \left[1 - \left(\frac{C_3 \tau_g}{g - a} + 1 \right)^{-2} \right], \quad (8.1)$$

где $V(\tau_g)$ – текущая скорость разгона;

τ_g – время;

C_3 – скорость звука в продуктах взрыва при мгновенной детонации.

Из формулы (8.1) видно, что продолжительность процесса передачи энергии взрыва металлическому цилиндру составляет всего несколько мкс, в то время как деформирование цилиндра длится 1000 мкс и более. Это обусловлено тем, что скорость деформирования цилиндра в среднем на полтора – два порядка ниже скорости распространения ударной волны.

Таким образом, приведенные выше соотношения временных параметров процессов разгона и деформирования цилиндра указывают на применимость гипотезы о мгновенной передаче энергии взрыва, а относительно небольшое давление продуктов детонации – на допустимость его неучета.

Вторая и третья гипотезы достаточно обоснованы известными исследованиями взрывного нагружения металлов [84, 85, 99].

Таким образом, приведенные выше гипотезы можно принять за исходные положения при разработке аналитической модели деформирования заготовки трубчатого анкера, расположенной в шпуре, энергией взрыва.

Однако, существующие решения [100, 101], с одной стороны, применимы только для тонкостенных цилиндров, к которым заготовки трубчатых анкеров относить нельзя, а, с другой стороны, не учитывают взаимодействие металлического цилиндра с породным массивом. В связи с этим возникает необходимость в решении задачи о динамическом деформировании толстостенного цилиндра (заготовки трубчатого анкера) в породном массиве.

Динамическое уравнение в случае конечных деформаций согласно [102] записывается в виде

$$\begin{aligned} R_a \ln \frac{R_g}{R_a} \cdot \frac{d}{dR_a} \left(\frac{V^2}{2} \right) + \left(\ln \frac{R_g^2}{R_a^2} + \frac{R_a^2}{R_g^2} - 1 \right) \frac{V^2}{2} = \\ = \frac{P_a(R_a) - P_g(R_a)}{\rho} - \frac{2}{\rho} \int_{R_a}^{R_g} \frac{\tau(r) dr}{r}, \end{aligned} \quad (8.2)$$

где V – скорость расширения полости цилиндра;

R_g и R_a – текущие наружный и внутренний радиусы цилиндра;

r – радиальная координата;

$\tau(\gamma)$ – функция упрочнения материала цилиндра;

γ – деформация сдвига;

P_g и P_a – наружное и внутреннее давление на поверхность цилиндра;

ρ – плотность материала цилиндра.

Граничные условия согласно принятым гипотезам выглядят так:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } t = 0 \text{ и } V = V_0 \quad P_a = P_g = 0, R_a = a, R_g = \epsilon; \\ \text{при } R_g = R_{iu} \quad P_g = \varphi(R_a), P_a = 0, \end{array} \right\} \quad (8.3)$$

где V_0 – начальная скорость расширения полости цилиндра.

Уравнение (8.2) является линейным относительно $\frac{V^2}{2}$ и в общем виде записывается следующим образом

$$\left(\frac{V^2}{2} \right)' + f(R_a) \frac{V^2}{2} = q(R_a), \quad (8.4)$$

$$\text{где } f(R_a) = \frac{\ln \frac{R_g^2}{R_a^2} + \frac{R_a^2}{R_g^2} - 1}{R_a \ln \frac{R_g}{R_a}}; \quad (8.5)$$

$$q(R_a) = - \frac{P_g(R_a) + 2 \int_a^{R_g} \frac{\tau(\gamma)}{r} dr}{\rho R_a \ln \frac{R_g}{R_a}}. \quad (8.6)$$

Решением уравнения (8.4) будет выражение вида

$$\frac{V^2}{2} = e^{-F} \left[c + \int_a^{R_a} q(R_a) e^F dR_a \right], \quad (8.7)$$

$$\text{где } F(R_a) = \int_a^{R_a} f(R_a) dR_a; \quad (8.8)$$

c – константа, определяемая из граничных условий.

Для решения уравнения (8.4) в замкнутом виде необходимо определить функции $\tau(\gamma)$ и $P_\sigma(R_a)$ в выражении (8.6).

Известно [84], что при взрывном нагружении сталей диаграмма «напряжение-деформация» близка к диаграмме идеально пластичного тела и ее можно описать уравнением

$$\tau(\gamma) = \frac{\sigma_{m.d.}}{\sqrt{3}},$$

где $\sigma_{m.d.}$ – динамический предел текучести стали.

Причем, погрешность от такой аппроксимации не превышает 2-4%.

На основании исследований свойств стали при штамповке металла взрывом [84, 85, 101] получена зависимость динамического предела текучести от статического (рис. 8.2). Эта зависимость позволяет определить величину $\sigma_{m.d.}$ по известному значению статического предела текучести $\sigma_{m.c.}$ по формуле

$$\sigma_{m.d.} = \beta_1 \sigma_{m.c.},$$

где β_1 – коэффициент пропорциональности, определяемый по графику (см. рис. 8.2).

Таким образом, функция $\tau(\gamma)$ имеет вид

$$\tau(\gamma) = \beta_1 \frac{\sigma_{m.c.}}{\sqrt{3}}. \quad (8.9)$$

При определении функции $P_\sigma(R_a)$ принята линейная связь между деформациями и напряжениями в продольных стенках шпура. Такой подход обусловлен современными исследованиями ударной сжимаемости горных пород [103-105], согласно которым линейный закон выполняется до напряжений в $(5-10) \cdot 10^8$ Н/м² (что в среднем на порядок выше величины радиальных напряжений, обеспечивающих надежное закрепление трубчатых анкеров). При этом, коэффициентом пропорциональности служит динамический модуль упругости породы

$$E_{II} = C_{II}^2 \gamma_{II},$$

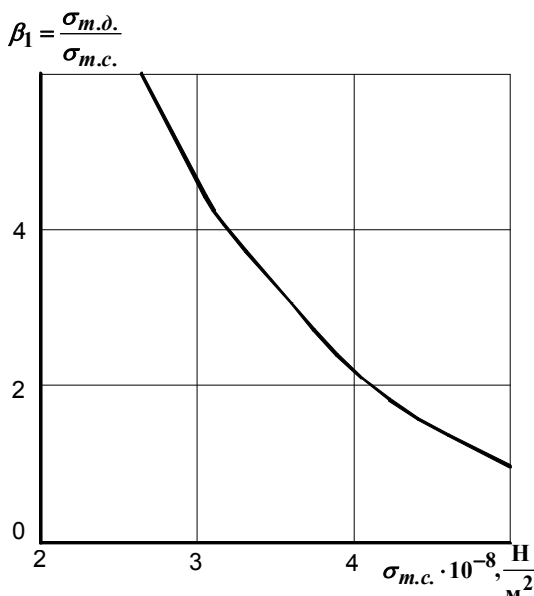


Рис. 8.2. Зависимость динамического предела текучести стали от статического

где C_{II} и γ_{II} – скорость распространения продольной волны и объемный вес породы.

Функция $P_g(R_a)$ находится из решения упругой задачи о напряженном состоянии вмещающих шпур пород в окрестности горной выработки

$$P_g(R_a) = \beta_2 - \frac{\beta_3}{\sqrt{R_a^2 + \sigma^2 - a^2}}, \quad (8.10)$$

$$\text{где } \beta_2 = \gamma_{II}H + \frac{\gamma_n H [1 + \lambda_2 - (1 - \lambda_2) \cos 2\theta_2] + 2C_{II}^2 \gamma_{II}}{1 + \lambda_2 - 3(1 - \lambda_2) \cos 2\theta_2};$$

$$\beta_3 = \frac{2C_{II}^2 \gamma_{II} R_{uu}}{1 + \lambda_2 - 3(1 - \lambda_2) \cos 2\theta_2};$$

$$\lambda_2 = \frac{\lambda_1 - 2\mu_{II}(1 - \lambda_1) \cos 2\theta_1}{1 + \lambda_1 - 2(1 - \lambda_1) \cos 2\theta_1}; \quad \lambda_1 = \frac{\mu_{II}}{1 - \mu_{II}};$$

H – глубина заложения выработки;

θ_1 – угловая координата поверхности шпура;

θ_2 – угол наклона шпура к вертикальной оси выработки;

μ_{II} – коэффициент поперечной деформации породы.

Тогда функция $q(R_a)$ с учетом (8.9) и (8.10) преобразуется к виду

$$q(R_a) = -\frac{1}{\rho R_a} \left[\left(\beta_2 - \frac{\beta_3}{R_g} \right) \left(\ln \frac{R_g}{R_a} \right)^{-1} + \frac{2}{\sqrt{3}} \beta_1 \sigma_{m.c.} \right]. \quad (8.11)$$

Решая уравнение (8.7) с учетом граничных условий (8.3) и условия нежимаемости материала

$$R_g^2 - R_a^2 = \sigma^2 - a^2,$$

получаем уравнение движения стенки цилиндра в радиальном направлении

$$V^2 = \frac{a^2 \ln \frac{\sigma}{a}}{R_a^2 \ln \frac{R_g}{R_a}} \left\{ V_0^2 - \frac{\beta_1 (\sigma^2 - a^2) \sigma_{m.c.} n}{\sqrt{3} a^2 \ln \frac{\sigma}{a} \rho} \frac{R_g^2 + R_a^2}{\sigma^2 - a^2} - \frac{1}{\rho a^2 \ln \frac{\sigma}{a}} \left[\beta_2 (R_a^2 + \sigma^2 - R_{uu}^2 - a^2) - \beta_3 (R_g - R_{uu}) \right] \right\}. \quad (8.12)$$

Уравнение (8.12) описывает процесс взрывного деформирования заготовки трубчатого анкера в шпуре и является исходным при решении задачи по определению массы заряда ВВ, необходимой для создания оптимального силового контакта анкера с породными стенками шпура.

8.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МАССЫ ЗАРЯДА ВВ И РАЗРАБОТКА КРИТЕРИЯ ОПТИМИЗАЦИИ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ СИСТЕМЫ «ТРУБНАЯ ЗАГОТОВКА-ПороДА»

Критерием, определяющим рациональную массу заряда ВВ, является требование обеспечения при взрывной установке трубчатых анкеров их максимальной несущей способности, так как последний параметр используется в настоящее время в качестве обобщающей характеристики эффективности упрочнения горных пород анкерной крепью. Поэтому, остановка процесса развальцовки трубной заготовки должна наступить в момент, когда параметры контакта системы «трубная заготовка-порода» достигнут оптимальных значений. Выражая параметры контакта через оптимальный внешний радиус анкера R_o , получаем граничное условие:

$$\text{при } R_g = R_o \quad V = 0, \quad (8.13)$$

с учетом которого уравнение (8.12) принимает вид

$$a^2 \ln \frac{\rho}{a} \rho V_0^2 = \frac{\beta_1}{\sqrt{3}} (\rho^2 - a^2) \sigma_{m.c.} \ln \frac{2R_o^2 - \rho^2 + a^2}{\rho^2 + a^2} + \beta_2 (R_o^2 - R_{iu}^2) - \beta_3 (R_o - R_{iu}). \quad (8.14)$$

Для расчета начальной скорости радиального деформирования заготовки трубчатого анкера предложено несколько формул [106, 107], в которых V_0 определяется в зависимости от скорости детонации ВВ и отношения η масс заряда M_{BB} и деформируемого тела

$$\eta = \frac{M_{BB}}{\pi} \left[\rho (\rho^2 - a^2) + \gamma_3 \left(a^2 - \frac{d_{об}^2}{4} \right) \right]^{-1}, \quad (8.15)$$

где γ_3 – объемный вес заполнителя заготовки трубчатого анкера.

Формула [107] дает результаты, хорошо согласующиеся с экспериментальными значениями в интервале $0,5 \leq \eta \leq 5$ проведенных исследований [106-108]. Но она не годится для интересующих нас малых значений $\eta \leq 0,05$, которым с достаточно высокой степенью точности отвечает экспериментальным исследованиям по взрывному деформированию металличе-

ских труб формула [106], преобразующаяся для скорости расширения внутренней полости анкера к виду

$$V_0 = \frac{\epsilon D \sqrt{\eta}}{a 2\sqrt{2}}, \quad (8.16)$$

где D – скорость детонации ВВ.

Решая совместно уравнения (8.14)-(8.16) с учетом кинетической энергии движения заполнителя внутренней полости трубной заготовки, равной $a^2 \gamma_3 \ln \frac{2a}{d_{об}} V_0^2$, получаем выражение по определению рациональной массы заряда ВВ

$$M_{ВВ} = \frac{8\pi\beta_4}{D^2} \left[\frac{\beta_1}{\sqrt{3}} (\epsilon^2 - a^2) \sigma_{m.c.} \ln \frac{2R_o^2 - \epsilon^2 + a^2}{\epsilon^2 + a^2} + \beta_2 (R_o^2 - R_{ш}^2) - \beta_3 (R_o - R_{ш}) \right], \quad (8.17)$$

$$\text{где } \beta_4 = \frac{\rho(\epsilon^2 - a^2) + \gamma_3 \left(a^2 - \frac{d_{об}^2}{4} \right)}{\epsilon^2 \left(\rho \ln \frac{\epsilon}{a} + \gamma_3 \ln \frac{2a}{d_{об}} \right)}.$$

Из формулы (8.17) видно, что для расчета массы ВВ необходимо определить значения R_o исходя из учета механизма ударного деформирования системы «трубная заготовка-порода», заключающегося в том, что после остановки процесса развальцовки заготовки происходит упругая разгрузка анкера и последующая нагрузка со стороны деформированных породных стенок шпура.

Таким образом, можно записать следующее уравнение для радиальных перемещений на контакте системы

$$u_1 = u_2 + u_3 + u_4, \quad (8.18)$$

где $u_1 = R_o - R_{ш}$ – перемещение породных стенок шпура в момент остановки процесса развальцовки;

$u_2 = \beta_1 \frac{\sigma_{m.c.}}{E} R_o$ – перемещение при разгрузке анкера;

$u_3 = \left(\frac{2R_{ш}^2}{\epsilon^2 - a^2} - 1 \right) \frac{(P_{\epsilon})_к}{E} R_o$ – перемещение при сжатии анкера породными стенками шпура;

$$u_4 = \frac{(P_6)_k - \beta_5 \gamma H}{E_n} R_o - \text{конечная перемещений породных стенок шпура};$$

E_n – модуль упругости породы;

$$\beta_5 = 1 + \lambda - 2(1 - \lambda_2) \cos 2\theta_2 .$$

Как показали экспериментальные исследования максимальная несущая способность трубчатого анкера достигается при конечном давлении $(P_6)_k$ на контакте, равном длительному пределу прочности породы на одноосное сжатие $R_{сж}^\infty$. Тогда уравнение (8.18) преобразуется к виду

$$R_o = \frac{R_{ш}}{1 - \beta_1 \frac{\sigma_{м.с.}}{E} - \left(\frac{2R_{ш}^2}{\sigma^2 - a^2} - 1 \right) \frac{R_{сж}^\infty}{E} - \frac{R_{сж}^\infty - \beta_5 \gamma H}{E_n}} . \quad (8.19)$$

Таким образом, подставляя значение R_o , вычисленное по формуле (8.19), в выражение (8.17) можно определить рациональную массу заряда ВВ.

Для установления связи между деформационными свойствами материала анкера и геометрическими параметрами элементов системы «трубчатый анкер-порода» разработан критерий, сущность которого заключается в следующем.

В процессе развальцовки материал трубной заготовки может превысить значение предельных деформаций и заготовка разорвется в осевом направлении. При этом ее несущая способность уменьшается в 2-5 раз. Это происходит вследствие пониженной способности анкеров с осевым разрывом сопротивляться давлению со стороны породных стенок шпура. Чтобы не допустить разрыва заготовки необходимо соблюдать следующее условие: на внутренней поверхности, как наиболее опасной, радиальная деформация заготовки должна быть меньше предельных деформаций ε_{np} .

Установлено [84], что в результате взрывной обработки строительных сталей предельные деформации практически не изменяются. Поэтому ε_{np} определяется по характеристике стали при статическом нагружении согласно соответствующим ГОСТам. Тогда критерий можно записать

$$\varepsilon_{np} > 1 - \frac{a}{\sqrt{R_o^2 - \sigma^2 + a^2}} . \quad (8.20)$$

Таким образом, критерий устанавливает рациональные, с точки зрения обеспечения максимальной несущей способности трубчатого анкера ТА1, соотношения начального и конечного наружного и внутреннего радиусов заготовки.

8.3. ИССЛЕДОВАНИЕ РЕШЕНИЙ ПО РАСЧЕТУ ДЕФОРМИРОВАНИЯ СИСТЕМЫ «ТРУБНАЯ ЗАГОТОВКА-ПОРОДА» И ВЫБОР ЗАРЯДА ВВ

Задачей исследования является выявление зависимостей и степени влияния, входящих в уравнение (8.12) параметров на процесс взрывного деформирования трубной заготовки и породных стенок шпура с последующим выбором типа ВВ и конструкции его заряда.

$$M_{ВВ} \cdot 10^2, \frac{\text{кг}}{\text{м}}$$

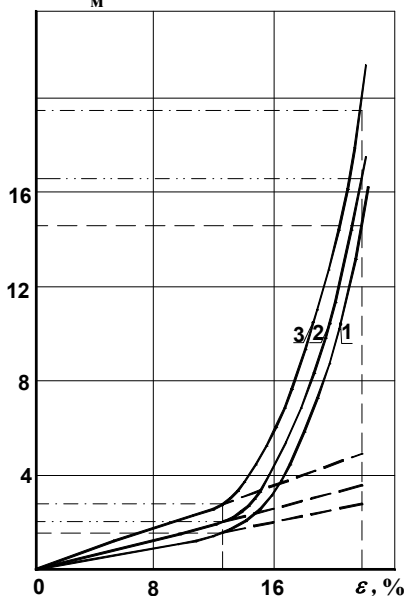


Рис. 8.3. Зависимость деформации трубной заготовки от массы заряда ВВ: 1 — $\gamma_3 = 1,5 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$; 2 — $\gamma_3 = 10^3 \text{ кг/м}^3$; 3 — $\gamma_3 = 0 \text{ кг/м}^3$

На рис. 8.3 показаны графики изменения деформации при развальцовке трубной заготовки в зависимости от массы заряда ВВ, на которых четко прослеживается роль породных стенок шпура, как матрицы большой жесткости для штамповки трубчатых анкеров. Так, для того, чтобы развальцевать заготовку до размеров шпура (то есть создать в данном случае деформацию $\varepsilon_p = 12,6\%$) необходима масса заряда ВВ на 1 м длины заготовки в пределах от $15 \cdot 10^{-3} \text{ кг/м}$ до $27 \cdot 10^{-3} \text{ кг/м}$ в зависимости от типа заполнителя (см. рис. 8.3). Но, чтобы создать примерно такую же деформацию заготовки при ее контакте со стенками шпура требуется увеличение массы заряда ВВ на один порядок.

Установлено существенное влияние типа заполнителя на величину деформации заготовки (рис. 8.4), которое проявляется, главным образом, через отношение масс заполнителя и анкера $\frac{M_3}{M}$. Увеличение отношения $\frac{M_3}{M}$ вызывает рост деформации заготовки при прочих равных условиях и тем самым приводит к уменьшению массы ВВ, необходимой для развальцовки заготовки на 1% деформации, в 1,5-2 раза и более. При этом играет значительную роль величина отношения внутреннего диаметра заготовки к диаметру оболочки заряда ВВ, с увеличением $\frac{2a}{d_{об}}$ при постоянном значении $\frac{M_3}{M}$ деформация заготовки возрастает на 20-40% и более.

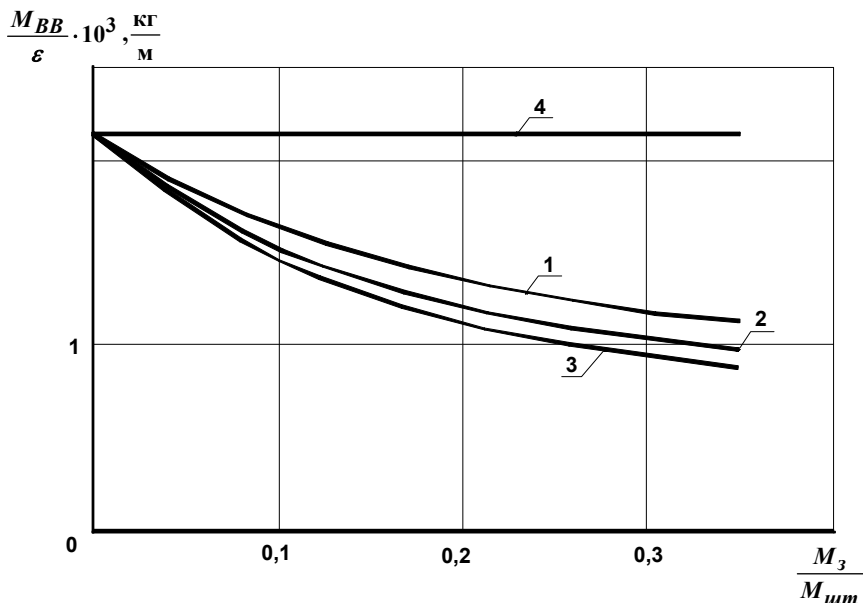


Рис. 8.4. Зависимость массы заряда ВВ, приходящейся на 1% деформации трубной заготовки, от отношения массы заполнителя к массе анкера: 1 - $\frac{2a}{d_{об}} = 3,33$; 2 - $\frac{2a}{d_{об}} = 4,17$;
3 - $\frac{2a}{d_{об}} = 6,66$; 4 - $\frac{2a}{d_{об}} = 1$

Исследование влияния заполнителя и отношения $\frac{2a}{d_{об}}$ приводит к одному

и тому же выводу: увеличение эффективности действия взрыва заряда ВВ достигается при применении заполнителя. Это, в свою очередь, возможно при наличии большой внутренней полости между трубной заготовкой и зарядом ВВ. Таким образом, при ограниченных пределах изменения поперечных размеров заготовки, определяемых технологическими требованиями, необходимо стремиться к конструкции заряда ВВ с наименьшими поперечными размерами при сохранении на постоянном уровне его энергии взрыва.

Необходимо также отметить, что помимо указанных выше параметров на величину деформаций заготовки при взрывном нагружении существенно влияет статический предел текучести стали (рис. 8.5). Так, при увеличении $\sigma_{m.c.}$ на 25% деформации уменьшаются на 19,8%. Особенно сильное влияние параметра $\sigma_{m.c.}$ наблюдается при применении заполнителя. Поэтому решение задачи о взрывном деформировании цилиндра в гидродинамиче-

ском приближении [94], не учитывающего прочностных свойств металла, дает довольно грубую оценку этого процесса.

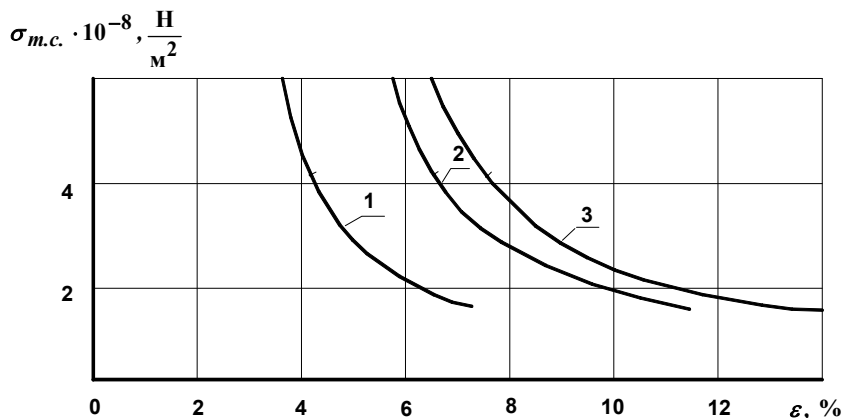


Рис. 8.5. Зависимость деформации развальцовки трубной заготовки от статического предела текучести ее материала:

$$1 - \gamma_3 = 0 \text{ кг/м}^3; 2 - \gamma_3 = 10^3 \text{ кг/м}^3; 3 - \gamma_3 = 1,5 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^3$$

Проведенные исследования аналитического решения задачи о взрывном деформировании трубной заготовки в породном массиве позволят выбрать заряд ВВ.

Диапазон изменения параметров заготовки трубчатого анкера достаточно большой и требует применения ряда конструкций заряда ВВ, отличающихся друг от друга по массе ВВ или по скорости детонации. Наиболее просто изменять массу заряда ВВ. Однако, здесь приходится сталкиваться с трудностями технологического порядка — создавать ряд типоразмеров диаметра заряда ВВ, контролировать качество ВВ и плотность засыпки. При этом, в силу требуемых небольших масс ВВ, распределенных по длине заготовки, необходимо подбирать ВВ с малым критическим диаметром с целью обеспечения его устойчивой детонации. В работе [94] предложена конструкция насыпного заряда ВВ из угленита №7 у, заполняющего всю внутреннюю полость заготовки. Однако, в этом случае, помимо указанных выше недостатков, мы лишены возможности управлять массой ВВ, зависящей только от размеров внутренней полости заготовки. Это в одних случаях приводит к перерасходу ВВ и возможному разрыву заготовки, в других случаях наоборот, к недостаточной ее развальцовке и также потере несущей способности анкера. Кроме этого, предложенная конструкция заряда ВВ [94] исключает возможность применения заполнителя и тем самым существенно снижает эффективность действия взрыва ВВ.

На основании проведенных исследований сформулированы следующие требования к заряду ВВ:

– заряд ВВ должен относиться к разряду серийно выпускаемых и применяться в заготовке трубчатого анкера без какой-либо предварительной его обработки;

– отклонения значений скорости детонации и массы заряда ВВ от стандарта не должны превышать допусков, установленных соответствующим ГОСТом;

– заряд ВВ должен иметь несколько типоразмеров по массе ВВ на единицу длины, чем обеспечивается надежное закрепление анкера;

– заряд ВВ должен иметь минимально допустимые поперечные размеры для возможности заполнения внутренней полости заготовки инертным материалом и повышения тем самым эффективности взрыва.

Этим требованиям полностью удовлетворяет заряд ВВ, состоящий из одной или нескольких ниток детонирующего шнура. Отклонения массы ВВ и скорости детонации относительно невелики [109, 110]. Наружный диаметр детонирующего шнура (ДШ) имеет малые размеры. При необходимости в более мощном заряде ВВ последний можно получить в виде составного заряда, насчитывающего несколько ниток ДШ.

Таким образом, на основании исследования аналитического решения по определению параметров динамического взаимодействия системы «трубная заготовка-порода» выбрана конструкция заряда ВВ и установлено, что неучет прочностных свойств материала заготовки приводит к большим погрешностям в расчетах, а применение заполнителя повышает эффективность действия взрыва в 1,5-2 раза и более.

ВЫВОДЫ

1. Разработана аналитическая модель, описывающая процесс деформирования системы «трубная заготовка-порода» энергией взрыва заряда ВВ.

2. Получено уравнение для определения массы заряда ВВ, необходимой для создания оптимального контакта анкера ТА1 с породными стенками шнура.

3. Разработан критерий оптимизации геометрических параметров системы «трубная заготовка-порода».

4. Разработаны требования к заряду ВВ и определен наиболее оптимальный по соображениям эффективности, технологичности и безопасности работ заряд ВВ – детонирующий шнур.

9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «ТРУБЧАТЫЙ АНКЕР ТА1-Порода» ПРИ СТАТИЧЕСКОМ ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С ПОРОДНЫМИ СТЕНКАМИ ШПУРА

Необходимым этапом для разработки методов расчета таких основных параметров трубчатого анкера ТА1, как несущая способность, рабочая характеристика и длина рабочего участка является решение задач по определению напряженного состояния трубчатого анкера и вмещающих его пород.

Как показали экспериментальные исследования, максимальные значения давления P_g на контакте анкер – порода при статическом их взаимодействии

изменяется в интервале $R_{сж}^{\infty} \leq P_g \leq R_{сж}$ (где $R_{сж}$ – мгновенный предел прочности породы на сжатие). При включении анкера ТА1 в работу, то есть при воздействии на него растягивающих усилий со стороны деформирующегося породного массива, давление на отдельных участках контакта может уменьшиться вплоть до нуля, что указывает на процесс разгрузки породных стенок шпура. В то же время из многочисленных экспериментальных исследований по циклическому нагружению горных пород известно, что при их разгрузке подавляющая часть неупругих деформаций накапливается в виде остаточных и величина напряжения уменьшается практически по линейной зависимости, причем диаграмма разгрузки параллельна начальному участку диаграммы нагружения. То есть, в процессе разгрузки породных стенок шпура связь между напряжениями и деформациями устанавливает модуль упругости. Что касается анкера ТА1, то исследования [84] показали, что при статическом нагружении после предварительного динамического линейный закон выполняется до значения динамического предела текучести, причем модуль упругости металлов не меняется.

Таким образом, для описания напряженного состояния системы «трубчатый анкер ТА1-порода» при статическом силовом взаимодействии ее элементов справедливо применение методов теории упругости.

9.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ АНКЕРА ТА1 И ВМЕЩАЮЩИХ ПОРОД ПРИ СХЕМЕ «ПОДВЕШИВАНИЯ»

Метод расчета параметров сетки армирования анкерной крепью, основанный на принципе «подвешивания» неустойчивых пород к более устойчивым, может быть применен, когда мощность зоны неустойчивых пород не превышает 1,5-2 м. Расстояние между анкерами определяется из условия удержания объема неустойчивых пород, приходящегося на один анкер. На базе этих представлений составлена расчетная схема взаимодействия трубчатого анкера ТА1 с вмещающими шпур породами (рис. 9.1). На контуре

устойчивой породы на анкер действуют нормальные осевые напряжения $\sigma = N[\pi(b^2 - a^2)]^{-1}$ от веса N отслоившегося объема пород. При приложении выдергивающих напряжений σ по поверхности контакта возникают за счет давления P_6 касательные напряжения τ_{zr} , которые по своему физическому характеру являются силами трения. Ввиду осевой симметрии нагрузок, в представленной расчетной схеме следует воспользоваться уравнениями осесимметричной задачи теории упругости в цилиндрических координатах, которая рассмотрена в следующей постановке: определение напряженного состояния породного массива с цилиндрической скважиной, подкрепленной предварительно напряженным металлическим цилиндром [111, 112].

Граничные условия выглядят так:
при

$$\left. \begin{aligned} z = 0 \quad \sigma_z^P &= 0; \\ z = l_3 \quad \sigma_z^P &= \sigma; \\ r = R_{ш}, \quad \sigma_r^{\Pi} = \sigma_r &= -(P_6 - n\sigma_z^P) \tau_{zr}^{\Pi} = \tau_{zr}; \\ r = R_1, \quad \sigma_r &= 0, \quad \tau_{zr} &= 0, \\ r = \infty, \quad \sigma_r^{\Pi} &= 0, \quad \tau_{zr}^{\Pi} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (9.1)$$

где $\sigma_r, \sigma_{\theta}, \sigma_z, \tau_{zr}, \sigma_r^{\Pi}, \sigma_{\theta}^{\Pi}, \sigma_z^{\Pi}, \tau_{zr}^{\Pi}$ – компоненты напряжений в анкере и породе;

P_6 – давление на контакте «трубчатый анкер-порода» при отсутствии нормальных осевых растягивающих напряжений σ_z^P ;

$$R_1 = \sqrt{R_{ш}^2 - \sigma^2 + a^2};$$

$$n = \mu \frac{E_{\Pi}}{E + E_{\Pi}} \text{ – безразмерный коэффициент.}$$

Коэффициент n выражает зависимость между осевыми нормальными напряжениями σ_z , а точнее их растягивающей составляющей σ_z^P , и давлением на контакте «трубчатый анкер-порода» (здесь и в дальнейшем для более удобной и наглядной записи решений осевая нормальная компонента напряжения σ_z разложена на две составляющие: сжимающую σ_z^c и растягивающую σ_z^P). Эта зависимость обусловлена тем, что растягивающие напряжения σ_z влекут за собой поперечную деформацию

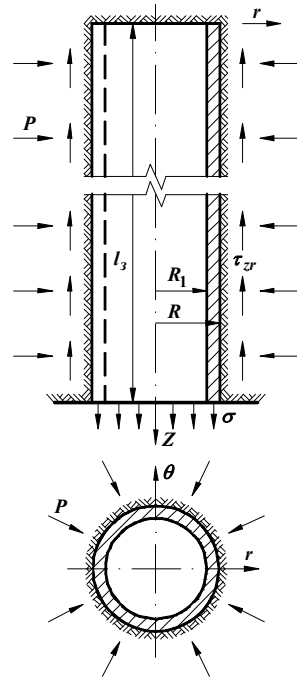


Рис. 9.1. Расчетная схема для определения напряженного состояния вмещающих шпур пород и трубчатого анкера ТА1 при его работе по схеме «подвешивания»

сужения анкера, благодаря которой разгружаются породные стенки шпура и уменьшается давление на контакте «трубчатый анкер-порода».

Подбор функций напряжений для поставленной задачи, удовлетворяющих заданным граничным условиям (9.1), представляет собой весьма громоздкий и трудноосуществимый процесс, ввиду большой сложности точного решения рассматриваемой задачи. В связи с этим предлагается приближенный метод определения компонент напряжений, основанный на суперпозиции решений плоской и одноосной задач, рассматривающих процесс деформирования системы в плоскостях $r\theta$ и rz , которые в последующем корректируются посредством удовлетворения уравнениям равновесия и совместности деформаций [111] осесимметричной задачи теории упругости в цилиндрических координатах. Одновременно выполняется оценка степени погрешности предлагаемого расчетного метода. Решение плоской задачи о деформировании кольца в породном массиве с граничными условиями, определяемыми последними тремя строками системы (9.1), доставляет следующие выражения для определения радиальных, тангенциальных и осевых сжимающих компонент напряжений:

– в анкере

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{(P_\theta - n\sigma_z^p)R_{uu}^2}{\theta^2 - a^2} \left(1 - \frac{R_1^2}{r^2}\right); \\ \sigma_\theta &= -\frac{(P_\theta - n\sigma_z^p)R_{uu}^2}{\theta^2 - a^2} \left(1 + \frac{R_1^2}{r^2}\right); \\ \sigma_z^c &= -\mu(P_\theta - n\sigma_z^p) \frac{2R_{uu}^2}{\theta^2 - a^2}; \end{aligned} \right\} \quad (9.2)$$

– в породе

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^{\text{II}} &= -(P_\theta - n\sigma_z^p) \frac{R_{uu}^2}{r^2}; \\ \sigma_\theta^{\text{II}} &= (P_\theta - n\sigma_z^p) \frac{R_{uu}^2}{r^2}; \\ \sigma_z^{\text{II.C}} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (9.3)$$

Осевые нормальные σ_z^p и касательные τ_{zr} напряжения определим из рассмотрения одноосной задачи в плоскости zr . Составим уравнение равновесия элементарной кольцевой площадки

$$\frac{d\sigma_z^p}{dz} = \tau_{zr} \frac{2R_{uu}}{\theta^2 - a^2}. \quad (9.4)$$

Компоненты напряжений σ_z^p и τ_{zr} выразим через одну переменную

$$\sigma_z^p = E \frac{du}{dz}, \quad (9.5)$$

где u – смещение анкера относительно породных стенок шпура.

Смещение u зависит от угловой деформации породных стенок шпура γ_{zr}^{II} следующим образом: $u = \gamma_{zr}^{\text{II}} R_{uu}$.

Тогда

$$\tau_{zr} = \frac{G_{\text{II}}}{R_{uu}} u, \quad (9.6)$$

где G_{II} – модуль сдвига породы.

Подставляя (9.5) и (9.6) в (9.4), получаем дифференциальное уравнение

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = F^2 u, \quad (9.7)$$

решением которого будет выражение вида

$$\sigma_z^p = \sigma \frac{\text{sh}Fz}{\text{sh}Fl_3}; \quad (9.8)$$

$$\tau_{zr} = \frac{\epsilon^2 - a^2}{2R_{uu}} \sigma F \frac{\text{ch}Fz}{\text{sh}Fl_3}, \quad (9.9)$$

где $F = \sqrt{2G_n [(\epsilon^2 - a^2)E]^{-1}}$. (9.10)

Полученные уравнения описывают напряженное состояние анкера при его деформировании относительно породных стенок шпура без скольжения. По мере увеличения выдерживаемой нагрузки и вызванной ею поперечной деформации анкера происходит уменьшение давления на контакте «трубчатый анкер-порода», которое влечет за собой уменьшение максимальных значений касательных напряжений τ_{max} , так как

$$\tau_{\text{max}} = P_e (\sigma_z^p) f, \quad (9.11)$$

где f – коэффициент трения породы по материалу анкера.

Поэтому по достижении компонентой σ_z^p определенного значения σ_1 в некоторой области контакта возникает скольжение анкера относительно породных стенок шпура. Величина напряжений σ_1 определяется формулой

$$\sigma_1 = P_e f \left(F \frac{\epsilon^2 - a^2}{2R_{uu}} \text{cth}Fz + nf \right)^{-1}. \quad (9.12)$$

В области скольжения меняется закон деформирования анкера. Поэтому, дифференциальное уравнение, связывающее компоненты напряжений осевой задачи, будет выглядеть так

$$\frac{d\sigma_z^p}{dz} = \frac{2R_{uu}}{e^2 - a^2} f(P_e - n\sigma_z^p) \quad (9.13)$$

Решая уравнение (9.13) с учетом граничного условия при $z = l_1$ $\sigma_z^p = \sigma_1$, определяем выражение для компонент σ_z^p и τ_{zr}

$$\sigma_z^p = \sigma_1 + (\sigma - \sigma_1) \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{2R_{uu}}{e^2 - a^2} fn(z - l_1) \right] \right\}; \quad (9.14)$$

$$\tau_{zr} = fn(\sigma - \sigma_1) \exp \left[-\frac{2R_{uu}}{e^2 - a^2} fn(z - l_1) \right], \quad (9.15)$$

где l_1 – осевая координата границы участков анкера с разными режимами взаимодействия с породными стенками шпура.

Таким образом, при приложении выдергивающих нагрузок для определения компонент σ_z^p и τ_{zr} следует пользоваться выражениями (9.8) и (9.9). Когда же $\sigma > \sigma_1$, то на участке контакта по длине анкера $0 \leq z \leq l_1$ справедливы формулы (9.8) и (9.9), а на участке $l_1 \leq z \leq l_3$ напряженное состояние определяется выражениями (9.14) и (9.15).

Теперь, зная все компоненты напряжений, исследуем насколько верно они описывают трехосное напряженное состояние анкера и вмещающих шпур пород путем подстановки выражений (9.2), (9.3), (9.10), (9.14) и (9.15) в системы уравнений равновесия и совместности деформации осесимметричной задачи теории упругости в цилиндрических координатах. Анализ степени погрешности полученных решений производится по отношению к компонентам напряжений σ_z^p и τ_{zr} , которые непосредственно определяют несущую способность анкера. Исследование показало, что все уравнения удовлетворяются с достаточно высокой степенью точности (относительная погрешность составляет в среднем 1-10%). Вместе с тем необходимо отметить существенную разницу в точности решения задачи для режима взаимодействия без скольжения и режима скольжения, при котором точность решения значительно выше (максимальная погрешность не превышает 2%).

Таким образом, проведенный анализ показал достаточно высокую точность определения компонент напряжений σ_θ , σ_r , σ_z и τ_{zr} , описывающих напряженное состояние анкера ТА1 и окружающего его породного массива при их взаимодействии по схеме «подвешивания».

Кроме того, благодаря решению четвертого уравнения совместности деформаций с учетом первого уравнения равновесия, получаем распределе-

ние касательных напряжений по толщине стенки анкера ТА1

$$\tau_{zr}(r) = \tau_{zr} \frac{R_{uu}}{\varrho^2 - a^2} \left(r - \frac{R_1^2}{r} \right) \quad (9.16)$$

и в породе в радиальном направлении

$$\tau_{zr}^{\Pi} = \tau_{zr} \frac{R_{uu}}{r}. \quad (9.17)$$

В рассмотренной выше задаче определяется напряженное состояние системы «трубчатый анкер ТА1-порода» в замковой части анкера. Однако, представляет интерес знание напряженного состояния системы в пределах зоны неустойчивых пород. «Подвешиваемая» анкерами область неустойчивых пород под действием собственного веса смещается внутрь выработки, чему препятствует анкер посредством сил трения по поверхности контакта с породными стенками шпура. В зависимости от типа поддерживаемой зоны можно выделить два характерных случая распределения компонент напряжений.

В первом случае прочность слоев и блоков в поддерживаемой породной зоне такова, что не происходит вывала породы в промежутках между анкерами. В этом случае не нужны поддерживающие верхняки (подхваты) и затяжка между ними. Касательные напряжения по поверхности контакта полностью воспринимают вес неустойчивых пород и пропорциональны объемному весу породных слоев. Выражения для компонент σ_z^p и τ_{zr} имеют вид:

$$\sigma_z^p = \sigma \frac{\sum_{i=1}^{k-1} \gamma_i h_i + \gamma_k \left(\sum_{i=k}^m h_i + l_3 - z \right)}{\sum_{i=1}^m \gamma_i h_i}; \quad (9.18)$$

$$\tau_{zr} = \frac{\varrho^2 - a^2}{2R_{uu}} \sigma \frac{\gamma_k}{\sum_{i=1}^m \gamma_i h_i}, \quad (9.19)$$

где γ_i и h_i – объемный вес и мощность слоя породной пачки;

k – номер слоя, для которого определяются компоненты;

m – число слоев в поддерживаемой породной зоне.

Если породную зону слагает однородная порода, то выражения (9.18) и (9.19) существенно упростятся

$$\sigma_z^p = \sigma \frac{l - z}{l - l_3}; \quad (9.20)$$

$$\tau_{zr} = \frac{\sigma(\varrho^2 - a^2)}{2(l - l_3)R_{uu}}, \quad (9.21)$$

где l – длина анкера.

Во втором случае область упрочненных пород, склонных к обрушению, составляют породы, не способные сохранять устойчивость в промежутках между анкерами. Для предотвращения возможности вывала породы анкера устанавливаются вместе с подхватами и затяжками между ними. При этом некоторую часть веса пород Q_{II} воспринимают затяжки и подхваты и передают его на анкера в опорной части. Остальной вес породы передается на анкера за счет касательных напряжений по поверхности контакта. При таком распределении нагрузок выражения для компонент напряжений σ_z^p и τ_{zr} имеют вид:

$$\sigma_z^p = \frac{Q_{II}}{\pi(\sigma^2 - a^2)} + \left[\sigma - \frac{Q_{II}}{\pi(\sigma^2 - a^2)} \right] \frac{\sum_{i=1}^{k-1} \gamma_i h_i + \gamma_k \left(\sum_{i=k}^m h_i + l_3 - z \right)}{\sum_{i=1}^{k-1} \gamma_i h_i}; \quad (9.22)$$

$$\tau_{zr} = \frac{\sigma^2 - a^2}{2R_{uw}} \left[\sigma - \frac{Q_{II}}{\pi(\sigma^2 - a^2)} \right] \frac{\gamma_k}{\sum_{i=1}^m \gamma_i h_i}. \quad (9.23)$$

Когда неустойчивая зона образуется в однородных породах

$$\sigma_z^p = \frac{Q_{II}}{\pi(\sigma^2 - a^2)} + \left[\sigma - \frac{Q_{II}}{\pi(\sigma^2 - a^2)} \right] \frac{l - z}{l - l_3}; \quad (9.24)$$

$$\tau_{zr} = \frac{\sigma^2 - a^2}{2(l - l_3)R_{uw}} \left[\sigma - \frac{Q_{II}}{\pi(\sigma^2 - a^2)} \right]. \quad (9.25)$$

Нормальные радиальные, тангенциальные и осевые компоненты напряжений определяются по формулам (9.2), распределение касательных напряжений по толщине стенки анкера – по формуле (9.16). Напряженное состояние породных стенок шпура определяется системой (9.3).

9.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ АНКЕРА И ВМЕЩАЮЩИХ ПОРОД ПРИ СХЕМЕ СОВМЕСТНОГО ИХ ДЕФОРМИРОВАНИЯ

Напряженное состояние анкера зависит от распределения внешней нагрузки, а также от механических характеристик его материала и боковых пород. Условно, для лучшего понимания процесса, можно выделить две стадии формирования напряженного состояния анкера, которые взаимосвязаны и протекают одновременно.

На первой стадии трубчатый анкер ТА1 рассматривается как абсолютно жесткое тело. В этом случае характер распределения компонент σ_z^p и τ_{zr} определяется только внешней нагрузкой. Так, при схеме «подвешивания» выдерживающие напряжения σ вызывают равномерное смещение по длине абсолютно жесткого анкера относительно породных стенок шпура, в результате чего касательные напряжения постоянны по длине анкера. При схеме совместного деформирования (рис. 9.2) касательные напряжения распределяются по некоторой функции $u(\bar{R})$, представляющей собой зависимость смещения элементарного породного объема от его относительной радиальной координаты \bar{R} , которую назовем функцией смещения $u(\bar{R})$ пород вокруг выработки.

На второй стадии учитываются деформации самого трубчатого анкера ТА1, который под воздействием внешней нагрузки не только перемещается как жесткое тело, но и деформируется, в первую очередь, в осевом направлении. В данном случае важна осевая деформация, которая изменяет положение отдельных элементарных площадок на поверхности анкера относительно поверхности шпура, а, следовательно, меняется и угловая деформация породной поверхности шпура и линейно связанные с ней касательные напряжения на контакте анкер-порода.

Таким образом, напряженное состояние анкера, обусловленное начальными внешними нагрузками (абсолютно жесткое тело), является исходным этапом для формирования последующего напряженного состояния, которое увеличивает деформацию анкера.

Определяющим при решении поставленной одноосной задачи является дифференциальное уравнение (9.7), которое должно меняться в зависимости от первоначального распределения внешних нагрузок. В частном случае, при схеме «подвешивания» касательные напряжения на первом этапе распределяются равномерно, то есть не зависят от координаты длины анкера z . Поэтому первая часть уравнения (9.7), представляющая собой произведение касательных напряжений на некоторые константы, также не имеет переменной z . При схеме совместного деформирования первоначальное распределение касательных напряжений определяется функцией смещения $u(\bar{R})$. Следовательно, в этом случае первая часть уравнения (9.7) должна быть умножена на

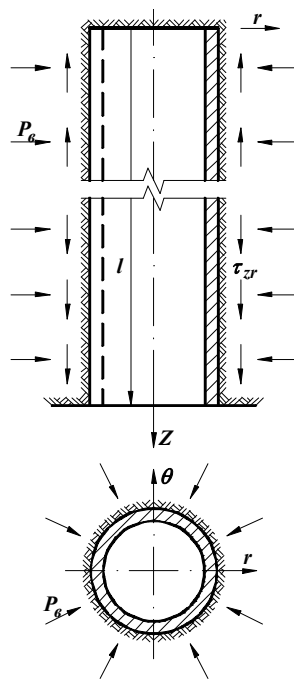


Рис. 9.2. Расчетная схема для определения напряженного состояния трубчатого анкера ТА1 и вмещающих пород при их взаимодействии по схеме совместного деформирования

функцию смещения

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = F \frac{u(\bar{R})}{u_0} u, \quad (9.26)$$

где u_0 – смещение контура выработки.

Решение полученного дифференцированного уравнения определяет одноосное напряженное состояние анкера при его взаимодействии с породным массивом по схеме совместного деформирования.

Для решения (9.26) в замкнутом виде необходимо определить функцию смещения $u(\bar{R})$. При упругом напряженном состоянии вмещающих выработку пород [112] $u(\bar{R}) = \frac{U_0}{\bar{R}}$. При неупругом напряженном состоянии боковых пород,

которое встречается гораздо чаще, анализ результатов шахтных наблюдений за смещениями реперов показывает, что в зоне неупругих деформаций функция смещения с точностью до 10-20% аппроксимируется уравнением

$$u(\bar{R}) = u_0 (\bar{R})^{-2}. \quad (9.27)$$

При решении (9.26) будем пользоваться функцией (9.27), хотя следует отметить, что ввиду относительно небольших длин анкеров (1,5-2 м) изменение показателя степени при \bar{R} не очень существенно сказывается на распределении компонент σ_z^p и τ_{zr} . В этом случае важна качественная картина, показывающая, что смещения боковых пород выработки уменьшаются обратно пропорционально относительному радиусу \bar{R} в определенной степени.

Относительно координатной оси z (см. рис. 9.2) уравнение (9.27) преобразуется следующим образом

$$u(z) = u_0 \left[1 + \sqrt{\frac{\pi}{S}} (l - z) \right]^{-2}, \quad (9.28)$$

где S – площадь поперечного сечения выработки.

Тогда дифференциальное уравнение, связывающее компоненты σ_z^p и τ_{zr} , имеет вид:

$$\frac{d^2 u}{dz^2} = F^2 u \left[1 + \sqrt{\frac{\pi}{S}} (l - z) \right]^{-2}. \quad (9.29)$$

Решая (9.29) для граничных условий:

$$\text{при } z = 0, \quad z = l \quad \sigma_z^p = 0;$$

$$\text{при } z = l_2 \quad \sigma_z^p = \sigma$$

определяем выражения для компонент напряжений σ_z^p и τ_{zr} :

$$\left. \begin{aligned}
 & 0 \leq z \leq l_2 \\
 & \text{при } \sigma_z^p = \sigma \left[1 - (1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta} - 1} + (1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta} - 1} (1 + \beta l_2)^{-\frac{2F}{\beta}} \right]; \\
 & \text{при } \tau_{zr} = -\frac{\epsilon^2 - a^2}{2R_{uu}} F \sigma \left[(1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta}} + (1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta}} (1 + \beta l_2)^{-\frac{2F}{\beta}} \right]; \\
 & l_2 \leq z \leq l \\
 & \sigma_z^p = \sigma \left[1 - \frac{(1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta} - 1} - (1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta} - 1} (1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}}{(1 + \beta l)^{\frac{F}{\beta} - 1} - (1 + \beta l)^{-\frac{F}{\beta} - 1} (1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}} \right]; \\
 & \tau_{zr} = -\frac{\epsilon^2 - a^2}{2R_{uu}} F \sigma \frac{(1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta}} + (1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta}} (1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}}{(1 + \beta l)^{\frac{F}{\beta}} - (1 + \beta l)^{-\frac{F}{\beta}} (1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}},
 \end{aligned} \right\} \quad (9.30)$$

где $\beta = \sqrt{\frac{\pi}{S}}$;

$l_2 = \sqrt{1+l} - 1$ – координата точки перемены знака τ_{zr} .

Формулы системы (9.30) определяют компоненты σ_z^p и τ_{zr} в режиме деформирования породных стенок шпура, при котором отсутствует скольжение на каком-либо участке их контакта с анкером. Величина нормальных осевых напряжений σ_1 , определяющих режим деформирования приконтурного породного слоя ($\sigma_z^p \leq \sigma_1$ – деформирование без скольжения, $\sigma_z^p > \sigma_1$ – скольжение), определяется по формуле

$$\sigma_1 = 2R_{uu} f P_0 \left[(\epsilon^2 - a^2) F \right]^{-1}. \quad (9.31)$$

На участках, где началось скольжение, меняется закон деформирования анкера, который выражает уравнение (9.13). Решая (9.13) с учетом граничных условий

$$\text{при } z = 0, \quad z = l \quad \sigma_z^p = 0;$$

$$\text{при } z = l_2 \quad \sigma_z^p = \sigma,$$

определяем выражения для компонент напряжений σ_z^p и τ_{zr} :

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{при } 0 \leq z \leq l_2, \quad 0 \leq z \leq l_1 \\
 &\sigma_z^p = \sigma \left[1 - \exp \left(-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fnz \right) \right]; \\
 &\tau_{zr} = -fn\sigma \exp \left(-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fnz \right); \\
 &\text{при } l_1 \leq z \leq l_2 \\
 &\sigma_z^p = \sigma \left[1 - \exp \left(-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fnl_1 \right) \right] + \sigma_1 \left[1 - (1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta} - 1} + \frac{(1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta} - 1}}{(1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}} \right]; \\
 &\tau_{zr} = -\frac{\sigma^2 - a^2}{2R_{uu}} F \sigma_1 \left[(1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta}} + \frac{(1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta}}}{(1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}} \right]; \\
 &\text{при } l_2 \leq z \leq l, \quad l_1 \leq z \leq l \\
 &\sigma_z^p = \sigma \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fn(l - z) \right] \right\}; \\
 &\tau_{zr} = -fn\sigma \exp \left[-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fn(l - z) \right]; \\
 &\text{при } l_2 \leq z \leq l_1 \\
 &\sigma_z^p = \sigma \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fn(l - l_1) \right] \right\} + \\
 &+ \sigma_1 \left[1 - \frac{(1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta} - 1} - (1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta} - 1}}{(1 + \beta l_1)^{\frac{F}{\beta} - 1} - (1 + \beta l)^{-\frac{F}{\beta} - 1}} \frac{(1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}}{(1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}} \right]; \\
 &\tau_{zr} = -\frac{\sigma^2 - a^2}{2R_{uu}} F \sigma_1 \frac{(1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta}} + (1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta}} (1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}}{(1 + \beta l_1)^{\frac{F}{\beta} - 1} - (1 + \beta l)^{-\frac{F}{\beta} - 1} (1 + \beta l_2)^{\frac{2F}{\beta}}}.
 \end{aligned} \right\} \quad (9.32)$$

Радиальная и тангенциальная компоненты напряжений рассчитываются по формулам (9.2). Напряженное состояние породных стенок шпура определяется системой (9.3).

Исследование степени точности полученного решения дало результаты, полностью совпадающие с данными §9.1.

Уточнен также характер распределения касательных напряжений по толщине стенки анкера, определяемых выражением (9.16).

Таким образом, уравнения (9.2), (9.3), (9.16), (9.30) и (9.32) с достаточной степенью точности описывают напряженное состояние трубчатого анкера при схеме его совместного деформирования с породным массивом.

10. РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ТРУБЧА- ТОГО АНКЕРА ТА1 ПРИ СТАТИЧЕСКОМ ВЗАИМО- ДЕЙСТВИИ С ПОРОДНЫМИ СТЕНКАМИ ШПУРА

10.1. РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1

Метод расчета несущей способности трубчатого анкера разработан с учетом трехосного напряженного состояния системы «трубчатый анкер ТА1-порода».

Для оценки прочности материала анкера, находящегося в трехосном неравнокомпонентном напряженном состоянии, использована теория прочности по касательным напряжениям. Эта теория выбрана потому, что она наиболее полно согласуется с экспериментальными результатами для мягких сталей [113] и, в то же время, довольно проста.

Для материала трубчатого анкера ТА1 условие прочности записывается так

$$\sigma_z^p = \sigma(\varepsilon) - \sigma_\theta, \quad (10.1)$$

где $\sigma(\varepsilon)$ – функция, описывающая диаграмму «напряжение – деформация» взрывного нагружения материала анкера.

На первый взгляд, разные знаки компонент σ_z^p и σ_θ понижают прочность материала анкера на разрыв. Однако, здесь необходимо учитывать связь между компонентами σ_z^p и σ_θ , выражающуюся в специфике деформирования поверхности контакта анкер – порода, установленную при исследовании напряженного состояния анкера и вмещающих шпур пород. Нормальные осевые растягивающие напряжения, возникающие в процессе смещения окружающего выработку породного массива, вызывают деформацию сужения анкера, что приводит к понижению радиальных и связанных с ними тангенциальных компонент напряжений. Таким образом, деформация сужения изменяет напряженное состояние анкера в сторону повышения несущей способности. При этом следует выделить два типа напряженного состояния материала анкера в опасном сечении – упругое и пластическое. При упругом напряженном состоянии увеличение σ_z^p сопровождается большим, чем это увеличение, уменьшением σ_θ . В результате при определенном значении σ_z^p давление $P_\theta(\sigma_z^p)$ уменьшится до нуля. При этом исчезнет и тангенциальная компонента. Но, если нет давления на контакте анкер – порода, то данный участок не может сопротивляться внешним усилиям (не возникают

касательные напряжения трения) и он выключается из работы. Таким образом, значение σ_z^p , при котором $P_\theta(\sigma_z^p) = 0$ является максимальным, то есть мы имеем равенство

$$P_\theta - n(\sigma_z^p)_{max} = 0;$$

отсюда

$$(\sigma_z^p)_{max} = P_\theta n^{-1}. \quad (10.2)$$

Пластическое напряженное состояние материала анкера в опасном сечении характеризуется тем, что тангенциальная компонента не уменьшается вследствие поперечного сужения анкера на столько, на сколько возрастает осевая компонента σ_z^p , вызывающая это сужение: то есть, прирост осевых напряжений превосходит уменьшение тангенциальных напряжений. Тогда, по достижении σ_z^p определенной величины, меньшей $\sigma(\varepsilon)$, материал анкера будет находиться в предельном состоянии согласно условия (10.1). Дальнейшее увеличение σ_z^p вызывает пластическое течение материала анкера. Наряду с осевыми деформациями возрастают и деформации сужения анкера. При этом происходит более интенсивное уменьшение давления на контакте «анкер-порода» и, соответственно, тангенциальной компоненты. Примечательно, что этот процесс является саморегулирующимся, то есть компонента σ_θ уменьшается на столько, на сколько возрастает σ_z^p в соответствии с условием пластичности (10.1). В результате в точке, где $\sigma_\theta = 0$ осевые нормальные напряжения достигнут своего максимально возможного значения $\sigma(\varepsilon)$.

Выражения для компонент σ_z^p , σ_z^c и τ_{zr} на участке пластического деформирования определяются совместным решением уравнений (9.4) и (10.1)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z^p &= \sigma(\varepsilon) - [\sigma(\varepsilon) - \sigma_2] \exp \left[- \frac{2R_{uu} \ln \frac{R_{uu}}{\sqrt{R_{uu}^2 - \varepsilon^2 + a^2}}}{\varepsilon^2 - a^2} f(z - l') \right]; \\ \tau_{zr} &= -[\sigma(\varepsilon) - \sigma_2] f \ln \frac{R_{uu}}{\sqrt{R_{uu}^2 - \varepsilon^2 + a^2}} \exp \left[- \frac{2R_{uu} \ln \frac{R_{uu}}{\sqrt{R_{uu}^2 - \varepsilon^2 + a^2}}}{\varepsilon^2 - a^2} f(z - l') \right], \end{aligned} \right\} (10.3)$$

где σ_2 – нормальное осевое напряжение, при котором материал анкера в опасном сечении переходит из упругого состояния в пластическое

$$\sigma_2 = \left[\sigma(\varepsilon) - \frac{P_g}{\ln \frac{R_{\text{ш}}}{\sqrt{R_{\text{ш}}^2 - \varepsilon^2 + a^2}}} \right] \left[1 - \frac{n}{\ln \frac{R_{\text{ш}}}{\sqrt{R_{\text{ш}}^2 - \varepsilon^2 + a^2}}} \right]^{-1}; \quad (10.4)$$

l' – осевая координата анкера, указывающая точку перехода упругого состояния материала анкера в пластическое

$$l' = -\frac{\varepsilon^2 - a^2}{2R_{\text{ш}}fn} \ln \left(1 - \frac{\sigma_2 n}{P_g} \right).$$

Несущая способность анкера Q определяется произведением площади его поперечного сечения и максимальных осевых растягивающих напряжений:

$$\text{при } P_g - n\sigma(\varepsilon) \leq 0 \quad Q = \pi(\varepsilon^2 - a^2)P_g n^{-1}; \quad (10.5)$$

$$\text{при } P_g - n\sigma(\varepsilon) > 0 \quad Q = \pi(\varepsilon^2 - a^2)\sigma(\varepsilon). \quad (10.6)$$

Формула (10.5), в которую входит изменяющийся во времени параметр P_g , позволяет проследить зависимость несущей способности анкера от времени, прошедшего после его установки.

10.2. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «ТРУБЧАТЫЙ АНКЕР-Порода» И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНКЕРА ТА1

Целью исследования является изучение особенностей распределения поля напряжения в трубчатом анкере и в породных стенках шпура, выявление оптимальных соотношений значений механических параметров вмещающих шпур пород и материала анкера, геометрических их размеров, с точки зрения обеспечения максимальной несущей способности анкера, и определение на этой основе рабочего участка и рабочей характеристики анкера.

При схеме «подвешивания» необходимо изучить напряженное состояние породных стенок шпура и анкера в рабочей части их контакта, так как именно она определяет несущую способность анкера. При этом, в зависимости

от величины нагрузки, прилагаемой на конце рабочей части анкера, можно выделить три последовательных режима взаимодействия анкера с породными стенками шпура: без скольжения, переходный и режим скольжения. Режим взаимодействия без скольжения характеризуется тем, что касательные напряжения не вызывают ни на одном из участков поверхности контакта скольжения анкера относительно породных стенок шпура. Увеличение выдергивающей нагрузки на загруженном конце рабочего участка анкера приводит к появлению на примыкающих к нему участках контакта скольжения анкера относительно породных стенок шпура. Анкер работает в переходном режиме, который означает наличие одновременно двух вышеупомянутых режимов. Дальнейший рост нагрузок способствует увеличению длины участка скольжения и переходной режим заканчивается режимом скольжения.

На рисунках 10.1 и 10.2 изображены графики распределения компонент напряжений σ_z^p и τ_{zr} в трех режимах взаимодействия, когда материал анкера в опасном сечении находится в упругом и пластическом состояниях. В режиме взаимодействия без скольжения компоненты σ_z^p и τ_{zr} концентрируются на загруженном конце анкера и их максимум находится у места приложения выдергивающей нагрузки. Очевидно, при определенном значении выдергивающей нагрузки именно в этом месте начинается скольжение. Участок взаимодействия без скольжения от участка скольжения отделяет пик касательных напряжений. Возрастание выдергивающей нагрузки перемещает этот пик в сторону свободного конца и увеличивает участок скольжения.

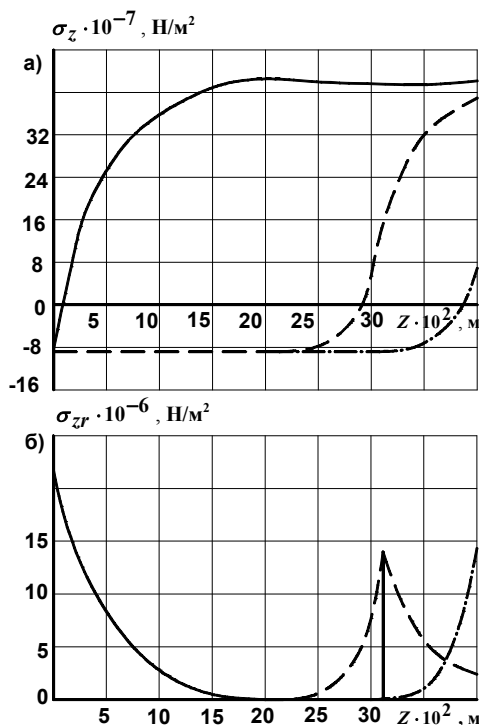


Рис. 10.1. Распределение осевых нормальной (а) и касательной (б) компонент напряжений по длине рабочего участка анкера, закрепленного в известняке (случай упругого напряженного состояния материала анкера в опасном сечении):

- режим скольжения;
- - - переходной режим;
- · - · режим деформирования без скольжения

Как видно из рисунков 10.1 и 10.2, выдергивающим усилиям сопротивляется определенный рабочий участок анкера, который в процессе увеличения нагрузки перемещается от загруженного конца на свободный. Такая специфика деформирования контакта характерна для обоих типов напряженного состояния материала анкера.

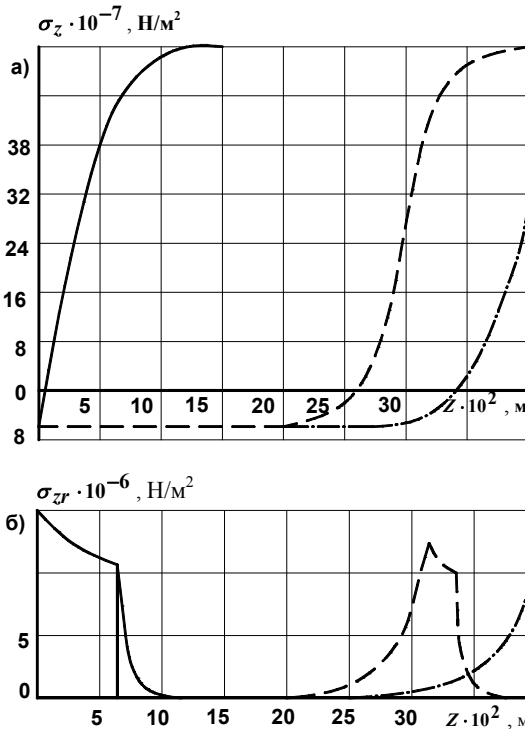


Рис. 10.2. Распределение осевых нормальной (а) и касательной (б) компонент напряжений по длине рабочего участка анкера, закрепленного в песчаннике (случай пластического напряженного состояния материала анкера в опасном сечении):
 — режим скольжения;
 --- переходной режим;
 - · - режим деформирования без скольжения

Таким образом, установлено, что несущая способность анкера обеспечивается определенным участком, называемым рабочим, на котором распределяется подавляющая часть касательных напряжений. В связи с асимптотическим уменьшением функции распределения τ_{zr} до нуля за длину рабочего участка целесообразно принимать такую длину анкера, на которой ее несущая способность достигает значения 0,95 от максимальной.

На рис. 10.3 показано распределение тангенциальных и радиальных компонент напряжений.

На характер распределения компонент напряжений оказывают существенное влияние такие механические параметры породных стенок шпура как коэффициент трения породы по стали f и модуль упругости E_{II} породы.

При малых значениях E_{II} (до 10^8 Н/м²) функции $\sigma_z(z)$ и $\tau_{zr}(z)$ линейны (рис. 10.4). С увеличением указанных выше параметров, длина рабочего участка сокращается и образуется концентрация напряжения.

Таким образом, при расчете длины рабочего участка трубчатого анкера необходимо учитывать параметры f и E_{II} .

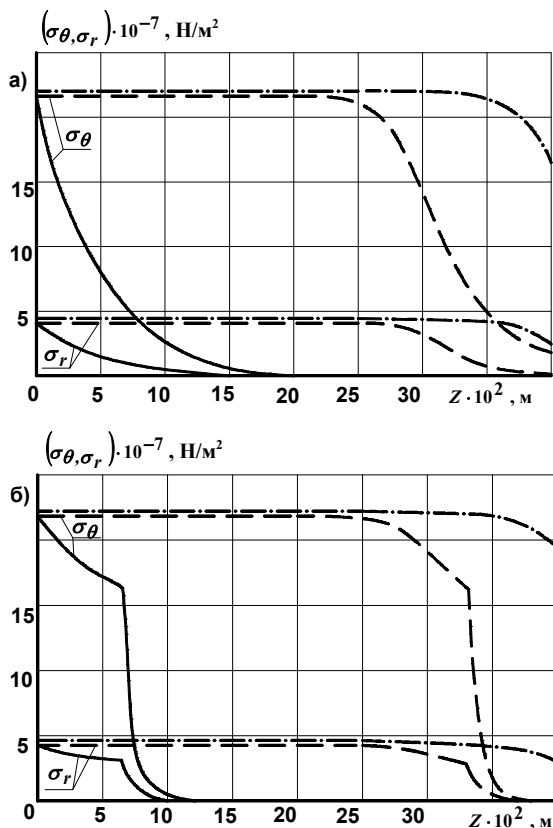


Рис. 10.3. Распределение тангенциальной и радиальной компонент напряжений по длине рабочего участка анкера при (а) упругом (известняк) и (б) пластическом (песчаник) напряженных состояниях его материала в опасном сечении:
— режим скольжения;
- - - переходной режим;
- · - режим деформирования без скольжения

При работе анкера по схеме совместного деформирования с окружающим массивом также существуют три вышеупомянутых режима его взаимодействия с породными стенками шпура. В режиме взаимодействия без скольжения касательные напряжения концентрируются и имеют максимум на концах анкера (рис. 10.5). Нормальные осевые напряжения возрастают на концах анкера до максимального значения и на остальном участке анкера остаются постоянными. На характер распределения σ_z^D и τ_{zr} существенно

влияет модуль сдвига породных стенок шпура. При малых значениях G_{II} (до 10^8 Н/м²) компоненты σ_z^D и τ_{zr} распределяются по длине анкера несимметрично – максимум смещается в сторону заглубленного конца. С увеличением значения G_{II} различия в распределении компонент на концах анкера практически исчезают.

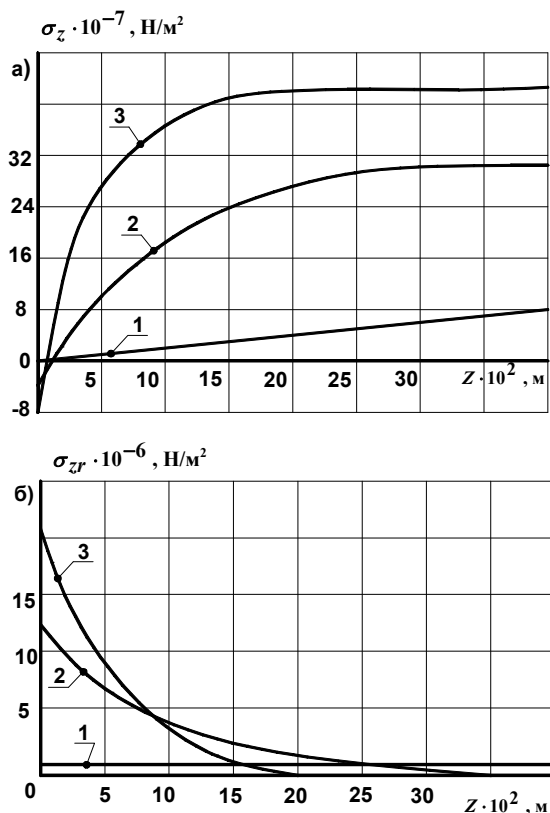


Рис. 10.4. Распределение осевых нормальной (а) и касательной (б) компонент напряжений по длине рабочего участка анкера в режиме скольжения (случай упругого напряженного состояния его материала в опасном сечении):

- 1 – глина пластичная;
- 2 – алевролит;
- 3 – известняк

В ходе анализа выражений системы (9.30) была установлена незначительная степень влияния (до 1-5%) некоторых составляющих. Пренебрегая этими слагаемыми можно существенно упростить выражения для компонент σ_z^D и τ_{zr} в режиме взаимодействия без скольжения:

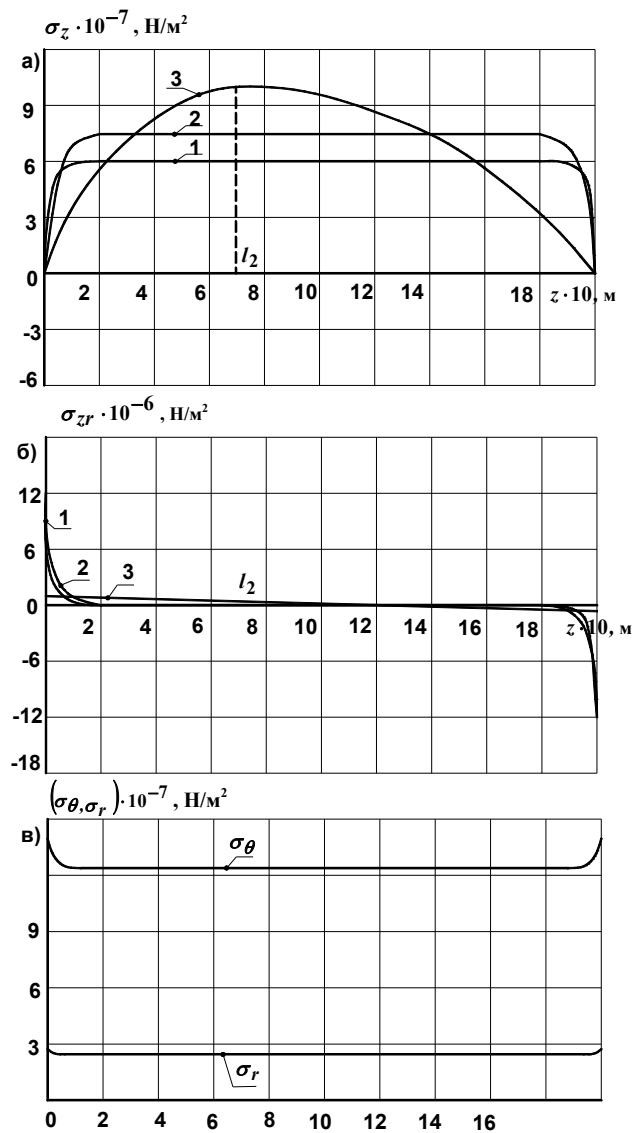


Рис. 10.5. Распределение осевых нормальной (а) и касательной (б), тангенциальной и радиальной (в) компонент напряжений в режиме деформирования без скольжения: 1 – известняк; 2 – глинистый сланец; 3 – глина песчаная

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{при } 0 \leq z \leq l_2 \\
 &\sigma_z^p = \sigma [1 - (1 + \beta z)]^{-\frac{F}{\beta} - 1}; \\
 &\tau_{zr} = -\frac{\sigma^2 - a^2}{2R_{uu}} F \sigma (1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta}}; \\
 &\text{при } l_2 \leq z \leq l \\
 &\sigma_z^p = \sigma \left[1 - (1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta} - 1} (1 + \beta l)^{-\frac{F}{\beta} - 1} \right]; \\
 &\tau_{zr} = -\frac{\sigma^2 - a^2}{2R_{uu}} F \sigma_1 (1 + \beta z)^{\frac{F}{\beta}} (1 + \beta z)^{-\frac{F}{\beta}}.
 \end{aligned} \right\} (10.7)$$

В переходном режиме скольжение начинается на концах анкера и по мере увеличения смещения пород внутрь выработки развивается к его центру. В отличие от аналогичного режима при схеме подвешивания пики касательных напряжений остаются на концах анкера, а увеличивается длина их распределения. Так как процесс скольжения при переходном режиме и режиме скольжения (рис. 10.6) описывается аналогичными по физической сущности уравнениями, как и при схеме «подвешивания», все исследования относительно зависимостей распределения компонент напряжений σ_z^p и τ_{zr} от механических параметров пород шпура справедливы и для схемы совместного деформирования. Однако, существуют и некоторые особенности. Во-первых, концентрация компонент τ_{zr} , σ_θ и σ_r существует на обоих концах анкера. Во-вторых, процесс скольжения происходит не по всей длине анкера: поверхность середины анкера длиной от нескольких единиц до нескольких десятков сантиметров смещается совместно с породными стенками шпура и в этом месте контакта скольжения не наблюдается.

В рассматриваемых задачах мы считали, что породные стенки шпура способны выдержать максимальные касательные напряжения по поверхности контакта. Однако может встретиться случай, когда τ_{max} превосходят сопротивление пород сдвигу и скольжение начинается не по поверхности контакта, а в породных стенках шпура. Это условие записывается следующим образом

$$f > tg\varphi + \frac{k}{P_6},$$

где k – сцепление породы;

φ – угол внутреннего трения породы.

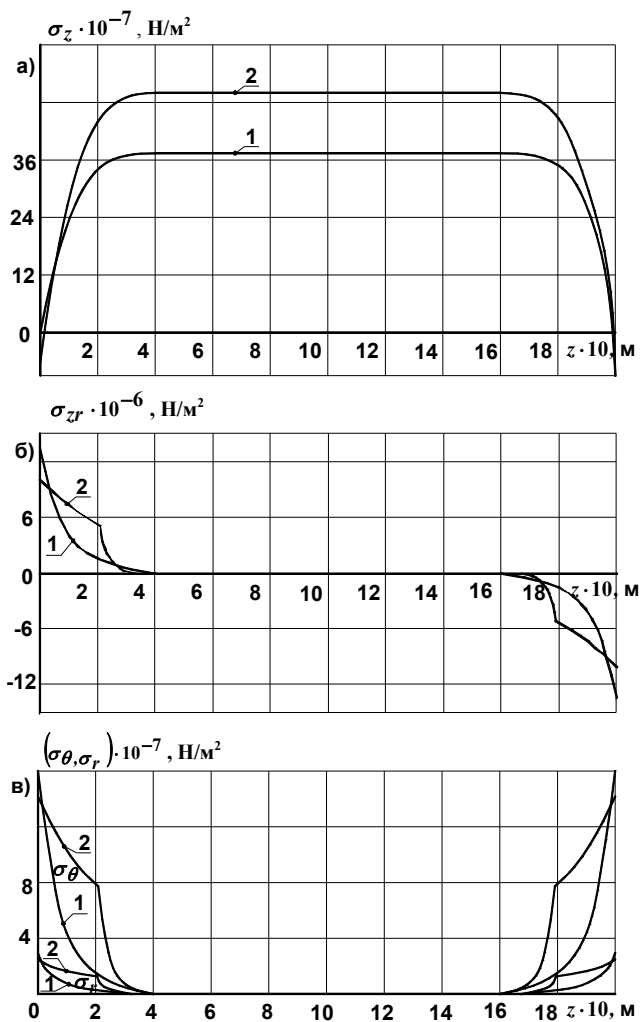


Рис. 10.6. Распределение осевых нормальной (а), касательной (б) и тангенциальной и радиальной (в) компонент напряжений в режиме скольжения: 1 – упругом; 2 – пластическом напряженном состоянии материала анкера в опасном сечении

Коэффициент трения породы по металлу изменяется в среднем в пределах 0,4-0,7 [114]. Угол внутреннего трения большинства горных пород составляет 25-45°, а отношение $\frac{k}{P_g} = 0,15 - 0,3$ [115]. Анализируя эти данные путем подстановки в приведенное выше уравнение, можно сделать вывод, что практически для всех горных пород с коэффициентом крепости по шкале проф. М.М. Протодьяконова более 1-2 единиц касательные напряжения трения не превышают сопротивление породных стенок шпура сдвигу. Поэтому, скольжение будет происходить по поверхности контакта «анкер-порода». В тоже время, для некоторых слабых пород, например, глин, может быть случай противоположный, так как коэффициент трения глины по стали довольно высокий ($f = 0,75 - 1,0$), а угол внутреннего трения и отношение $\frac{k}{P_g}$ достаточно малы. В этом случае для всех формул по определению напряженного состояния анкера и породных стенок шпура вместо коэффициента трения представляется значение $tg\varphi + \frac{k}{P_g}$.

Изучив распределение компонент напряжения в трубчатом анкере и окружающих его породах, необходимо провести исследования несущей способности анкера, определить степень влияния механических характеристик вмещающих пород и материала анкера, установить их оптимальное соотношение.

На рис. 10.7 показаны графики зависимости несущей способности анкера от изменения модуля упругости породных стенок шпура и давления на контакте «анкер-порода». Легко видеть, что отклонение параметров E_{II} и P_g от оптимальных значений, характеризующих максимальной несущей способностью анкера, приводит к уменьшению последней только при упругом напряженном состоянии материала анкера в опасном сечении. Несущая способность анкера достигает своего максимального значения при параметрах, соответствующих переходу напряженного состояния материала анкера из области упругого в область пластического деформирования. Согласно критерию оценки напряженно-деформированного состояния материала анкера (см. §10.1) условие перехода из упругого состояния в пластическое можно записать так:

$$P_g = \frac{\mu E_{II}}{E + E_{II}} \sigma(\varepsilon) \geq 0. \quad (10.8)$$

Модуль и коэффициент Пуассона материала анкера практически постоянны для различных марок сталей. Модуль упругости E_{II} и давление на контакте P_g являются параметрами породных стенок шпура и задаются, таким образом, условиями установки трубчатых анкеров. Остается лишь параметр $\sigma(\varepsilon)$, варьируя которым можно добиться максимального использования прочностных свойств материала анкера. На рисунке 10.8 приведен график оптимальных, с

точки зрения несущей способности анкера, значений функции $\sigma(\varepsilon) = \psi \left(\frac{P_6}{E_{II}} \right)$.

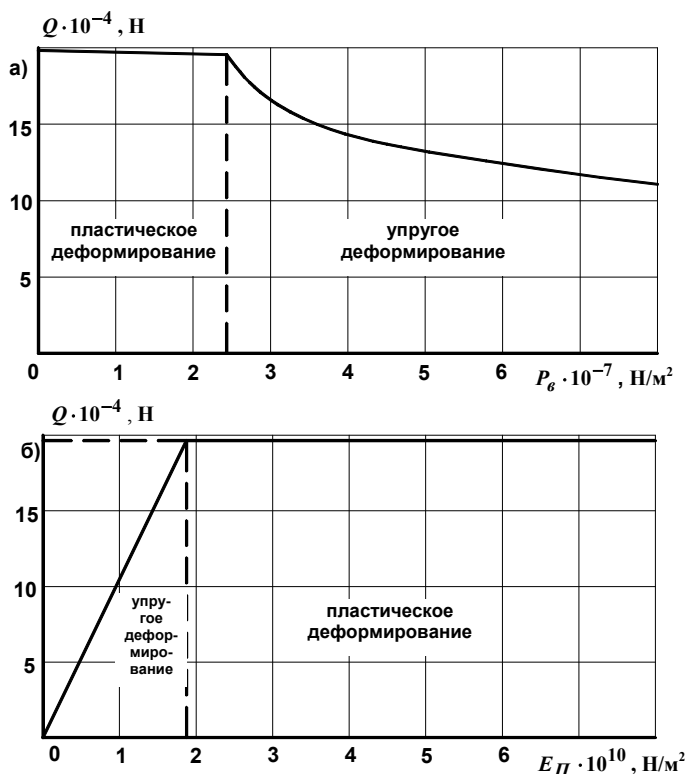


Рис. 10.7 Зависимость несущей способности анкера от изменений
(а) модуля упругости ($P_6 = 3 \cdot 10^7 \text{ Н/м}^2$) и (б) установившегося
давления на контакте «анкер-порода» ($E_{II} = 1,5 \cdot 10^{10} \text{ Н/м}^2$)

Величина отношения $\frac{P_6}{E_{II}}$ для горных пород изменяется в основном в пределах от $0,8 \cdot 10^{-3}$ до $2,5 \cdot 10^{-3}$. Этому интервалу соответствуют значения $\sigma(\varepsilon)$, равные $(3-10) \cdot 10^8 \text{ Н/м}^2$. Такие величины функции $\sigma(\varepsilon)$, описывающей диаграмму « $\sigma-\varepsilon$ » упрочненной взрывом стали, характерны для строительных марок стали типа Ст.2 – Ст.4 или Ст.10 – Ст.35, что является еще одним аргументом в пользу применения указанных марок. При этом существует значительный резерв повышения несущей способности трубчатого анкера в связи с

тем, что динамический предел текучести гораздо выше (на 50-70%) динамического временного сопротивления материала анкера на разрыв (см. рис. 11.5). Поэтому, если задавать трубной заготовке при взрывной развальцовке такие деформации, которые соответствуют площадке текучести, возможно повысить несущую способность трубчатого анкера на 50-70%. Для мягких сталей площадка текучести составляет в среднем 70% от относительных деформаций разрыва, то есть $\varepsilon_T = 0,7\varepsilon_{np}$. Значит, чтобы иметь максимальную несущую способность анкера, необходимо задавать деформации при взрывной развальцовке заготовки, не превышающие значения $0,7\varepsilon_{np}$. В случае, если $\varepsilon \geq 0,7\varepsilon_{np}$, диаграмма взрывного нагружения стали аппроксимируется уравнением

$$\sigma(\varepsilon) = \sigma_{m.d.} - 3,33(\sigma_{m.d.} - \sigma_{\partial}^{\varepsilon}) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{np}} - 0,7 \right), \quad (10.9)$$

где $\sigma_{\partial}^{\varepsilon}$ – динамическое временное сопротивление материала анкера на разрыв.

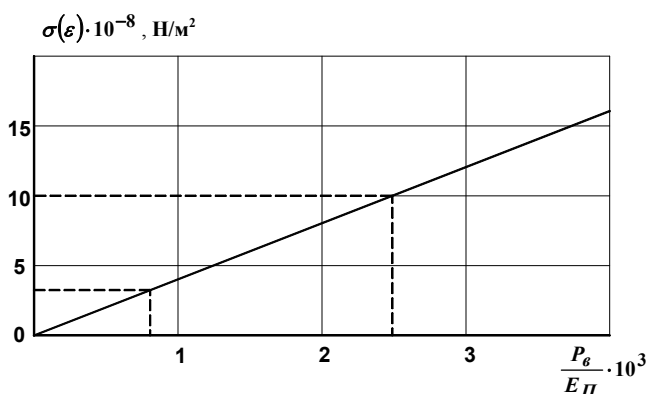


Рис. 10.8. Зависимость оптимальных состояний параметров: давления на контакте «анкер-порода» P_{ε} , модуля упругости породных стенок анкера E_{II} и функции $\sigma(\varepsilon)$

В соответствии с вышеизложенным, необходимо скорректировать критерий оптимизации геометрических параметров системы «трубчатый анкер-порода», который преобразуется к виду

$$0,7\varepsilon_{np} \geq 1 - \frac{a}{\sqrt{R_0^2 - \varepsilon^2 + a^2}}. \quad (10.10)$$

Проведенные в соответствии с формулой (10.10) вычисления показыва-

ют, что для обеспечения максимальной несущей способности анкера разница его наружного диаметра и диаметра шпура не должна превышать $(3-6) \cdot 10^{-3}$ м, что вполне обеспечивается подбором соответствующих размеров анкеров и бурового оборудования.

Когда соотношение параметров P_6 , E_{II} и $\sigma(\varepsilon)$ таково, что имеет место упругое напряженное состояние материала анкера в опасном сечении следует пользоваться широким критерием (8.15).

Результаты проведенных исследований напряженного состояния системы «анкер-порода» и несущей способности трубчатого анкера указывают на необходимость решения следующих задач:

- разработать метод расчета длины рабочего участка анкера, который определяет минимальную длину участка анкера, заглубленного в крепкие породы при схеме «подвешивания», либо минимальную длину анкера при схеме совместного деформирования, обеспечивающие максимальную несущую способность анкера;

- определить несущую способность анкера, когда его длина или длина заглубленного в крепкие породы участка меньше соответствующих длин рабочего участка;

- создать метод расчета рабочей характеристики трубчатого анкера, которая представляет собой зависимость несущей способности анкера от величины его смещения относительно устья шпура.

10.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ РАБОЧЕГО УЧАСТКА И РАБОЧЕЙ ХАРАКТЕРИСТИКИ АНКЕРА ТА1

Несущая способность трубчатого анкера реализуется на длине рабочего участка l_p , которая определяется характером распределения компонентов

σ_z^p и τ_{zr} по длине анкера. Поэтому, решая уравнения по описанию напряженного состояния анкера (9.14) и (9.15) относительно осевой координаты z при учете, что $\sigma_z^p = 0,95\sigma_{max}$, определяем длину рабочего участка анкера:

при $P_6 - n\sigma(\varepsilon) < 0$

$$l_p = 1,5i \frac{\sigma^2 - a^2}{R_{uu}fn}; \quad (10.11)$$

при $P_6 - n\sigma(\varepsilon) \geq 0$

$$l_p = \frac{\sigma^2 - a^2}{2fR_{uu}} i \left[\frac{\ln\left(1 - \frac{\sigma_2 n}{P_6}\right)}{n} + \frac{\ln\left(0,05 \frac{\sigma(\varepsilon)}{\sigma(\varepsilon) - \sigma_2}\right)}{\ln \frac{R_{uu}}{\sqrt{R_{uu}^2 - \sigma^2 + a^2}}}\right], \quad (10.12)$$

где i – коэффициент, равный $i=1$ при схеме «подвешивания» и $i=2$ при схеме совместного деформирования.

Однако условия применения трубчатых анкеров могут вносить свои коррективы при расчете длины анкера или его заглубления в крепкие породы. Так, при подземной разработке пластов небольшой мощности длина анкеров редко превышает 2 м, а длина заглубления в крепкие породы – 0,3-0,6 м. Расчеты показывают, что для пород с коэффициентом крепости более 1-2 единиц трубчатый анкер достигает максимальной несущей способности при указанных выше ограничениях. Для весьма слабых пород с коэффициентом крепости менее 1-2 реализовать максимальную несущую способность анкера возможно при большей его длине или увеличении длины заглубления в крепкие породы. Если эти длины анкера меньше соответствующих длин рабочего участка, несущая способность анкера рассчитывается по следующим формулам:

при $P_6 - n\sigma(\varepsilon) < 0$

$$Q = \pi(\sigma^2 - a^2) \frac{P_6}{n} \left[1 - \exp\left(-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fn \frac{l_3}{i}\right) \right]; \quad (10.13)$$

при $P_6 - n\sigma(\varepsilon) < 0$, $l_3 < il'$ – формула (10.13);

$l_3 > il'$

$$Q = \pi(\sigma^2 - a^2) \left(\frac{P_6}{n} \left[1 - \exp\left(-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fn \frac{l'}{i}\right) \right] + \right. \\ \left. + [\sigma(\varepsilon) - \sigma_2] \left[1 - \exp\left(-\frac{2R_{uu} \ln \frac{R_{uu}}{\sqrt{R_{uu}^2 - \sigma^2 + a^2}}}{i(\sigma^2 - a^2)} f(l_3 - il')\right) \right] \right). \quad (10.14)$$

Рабочая характеристика является комплексным параметром, наиболее полно описывающим грузонесущие возможности анкера и позволяющим определить ряд необходимых для инженерного расчета положений:

– эффективный участок податливости анкера, при котором последний имеет максимальную несущую способность;

– оптимальное значение начального натяжения;

предельно допустимую величину смещения анкера относительно шпура, превысив которую анкер весьма существенно или совсем теряет несущую способность;

– работу сопротивления анкера смещению окружающего породного массива. Этот параметр используется в качестве основного при расчете сетки армирования породного массива анкерной крепью по энергетическому методу.

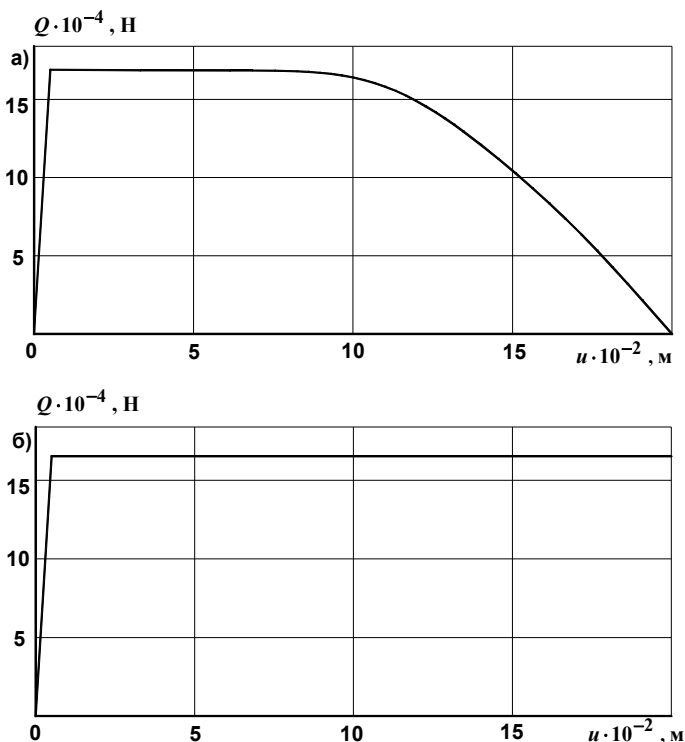


Рис. 10.9. Рабочая характеристика трубчатого анкера ТА1 при работе по схеме «подвешивания» (а) и совместного деформирования (б)

Рабочая характеристика трубчатого анкера состоит из двух участков (рис. 10.9). Первый участок включает режим взаимодействия без скольжения и переходной режим, при которых податливость реализуется исключительно за счет растяжения материала анкера, то есть величина не превышает $(3 \div 5) \cdot 10^{-3}$ м. Второй участок характеризуется режимом скольжения. Если длина анкера или заглубленная в крепкие породы его часть более соответствующих длин рабочих участков, определяемых по формулам (10.11) и (10.12), то несущая способность анкера на втором участке остается постоянной и равной максимальному значению для данных условий его установки. При работе анкера по схеме «подвешивания» в результате скольжения длина заглубленного в крепкие породы участка постоянно уменьшается и по достижении длины рабочего участка начинает существенно уменьшаться несущая способность анкера, согласно формулам (10.13) и (10.14). Если же

анкер работает по схеме совместного деформирования, то его несущая способность в процессе скольжения остается постоянной, так как постоянны рабочие участки контакта, сопротивляющиеся смещению анкера относительно породных стенок шпура.

Формулы для расчета рабочих характеристик трубчатого анкера имеют вид.

Схема «подвешивания»:

при $l_3 > l_p$ $Q(u) = Q$;

при $l_3 < l_p$, $P_\sigma - n\sigma(\varepsilon) < 0$

$$Q(u) = \pi(\sigma^2 - a^2) \frac{P_\sigma}{n} \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fn(l_3 - u) \right] \right\}; \quad (10.15)$$

при $P_\sigma - n\sigma(\varepsilon) \geq 0$, $l_3 < l' + u$ – формула (10.15);

при $l_3 > l' + u$

$$Q(u) = \pi(\sigma^2 - a^2) \left(\frac{P_\sigma}{n} \left[1 - \exp \left(-\frac{2R_{uu}}{\sigma^2 - a^2} fnl' \right) \right] + \right. \\ \left. + [\sigma(\varepsilon) - \sigma_2] \left[1 - \exp \left[-\frac{2R_{uu} \ln \frac{R_{uu}}{\sqrt{R_{uu}^2 - \sigma^2 + a^2}}}{\sigma^2 - a^2} f(l_3 - l' - u) \right] \right] \right). \quad (10.16)$$

Схема совместного деформирования:

$$Q(u) = Q. \quad (10.17)$$

Одним из существенных преимуществ трубчатого анкера, является большая его жесткость, то есть, для того, чтобы анкер достиг максимальной несущей способности и использовался с наибольшей эффективностью достаточно упругих смещений породного массива в несколько миллиметров. Таким образом, при применении трубчатых анкеров становится просто ненужным создание предварительного натяжения.

Другая отличительная способность заключается в том, что трубчатый анкер в режиме скольжения представляет собой крепь постоянного сопротивления с регулируемой величиной податливости. Последнее достигается при работе анкера по схеме «подвешивания» изменением длины заглубленного в крепкие породы участка анкера.

11. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРУБЧАТЫХ АНКЕРОВ ТА1

11.1. МЕТОДИКА, РЕЗУЛЬТАТЫ И АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ДИНАМИЧЕСКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ СИСТЕМЫ «ТРУБНАЯ ЗАГОТОВКА-ПороДА»

При экспериментальных исследованиях динамического деформирования системы «трубная заготовка-порода» в качестве интегрального показателя результата действия взрыва заряда ВВ принята конечная относительная деформация развальцовки трубы. При этом изучалась степень влияния на величину относительных деформаций заготовки таких параметров, как объемный вес заполнителя, отношение массы заполнителя к массе заготовки, отношение диаметров внутренней поверхности заготовки и заряда ВВ, масса заряда ВВ, статический предел текучести стали, динамический модуль упругости породных стенок шпура, поперечные размеры анкера и шпура, то есть основных параметров, входящих в аналитическое уравнение (8.12) по описанию динамического деформирования трубной заготовки энергией взрыва заряда ВВ.

11.1.1. ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ТРУБНОЙ ЗАГОТОВКИ ВНЕ КОНТАКТА С ПОРОДНЫМИ СТЕНКАМИ ШПУРА

Испытания проводились в выемочных штреках шахты «им. Лутугина» ГХК «Торезантрацит» и шахты «Восход» ПО «Снежноеантрацит». Развальцовывались трубные заготовки из стали Ст.10 длиной 0,5 м с наиболее часто используемыми наружным ($d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м) и внутренними ($d_2 = 26 \cdot 10^{-3}$ м и $d_2 = 30 \cdot 10^{-3}$ м) диаметрами.

До и после развальцовки трубной заготовки проводились измерения наружного диаметра в 4-5 местах по ее длине в двух взаимно перпендикулярных плоскостях с точностью до $0,05 \cdot 10^{-3}$ м. Определялись значения средних внешних диаметров как среднеарифметическое произведенных замеров и рассчитывалась относительная деформация развальцовки по формуле

$$\varepsilon_1 = 1 - \frac{d_1}{d_3},$$

где d_3 – наружный диаметр развальцованной трубы.

Процесс снаряжения заготовки зарядом ВВ осуществлялся в следующей

последовательности. Один или несколько отрезков ДШ длиной 0,45 м связывались вместе и к одному концу прикреплялся электродетонатор ЭД-8ПМ. Этот конец ДШ закатывался в глиняную пробку толщиной $(2-3) \cdot 10^{-2}$ м, вместе с которой размещался в заготовке. Со второго открытого конца заготовка наполнялась заполнителем (вода, песок) и закупоривалась также глиняной пробкой. Эксперименты проводились при использовании трех типов заполнителя: воздух, вода и песок. Объемный вес воздуха и воды принимался равным соответственно 0 и $1,0 \cdot 10^3$ кг/м³. При засыпке песка с пористостью до 50% и водонасыщенностью до 50-70% его объемный вес колебался в пределах $(1,43-1,59) \cdot 10^3$ кг/м³. Предварительный расчет показал, что указанная выше вариация объемного веса заполнителя дает изменение массы заряда ВВ не превышающее 0,2-0,4%. Поэтому с достаточной степенью точности объемный вес песка был принят равным $1,5 \cdot 10^3$ кг/м³.

Минимальное число опытов определялось по методике [123], согласно которой необходимо задаться величиной допустимого отклонения $K_{\text{дон}}$ и определить коэффициент вариации $K_{\text{вар}}$, характерный для данного метода испытаний. Для того, чтобы правильно выбрать величину допустимого отклонения следует выяснить минимальное его значение, зависящее от точности определения параметров, которые являются исходными в данном эксперименте (например, объемный вес заполнителя, динамический предел текучести стали, скорость детонации ВВ, масса ДШ на 1 м длины) и не зависящее от условий проведения эксперимента. Минимальное значение $K_{\text{дон}}$ для проводимых испытаний составляло 8-12%. Расчетное значение $K_{\text{дон}}$ было принято равным 15%.

Для определения коэффициента вариации $K_{\text{вар}}$ было проведено три группы опытов по 5 опытов в каждой на трубных заготовках с диаметрами $d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м, $d_2 = (20; 26; 30) \cdot 10^{-3}$ м. Заготовки первого размера развальцовывались тремя нитками ДШ-А с применением песка в качестве заполнителя, второго – двумя нитками ДШ-В с использованием воды как заполнителя; третьего – одной ниткой ДШ-А без применения заполнителя. Таким образом, была охвачена значительная часть интервала изменения основных параметров. Значения коэффициентов вариации для первой, второй и третьей групп опытов равны соответственно 14,4%; 12,7%; 17,1%. Среднее значение равно 14,7%. По данным таблицы [116] определено минимально необходимое число опытов, равное 4. Всего было проведено 29 групп опытов по 4 опыта в каждой группе при массе заряда ВВ на один метр длины $(12; 24; 36; 14; 28; 42) \cdot 10^{-3}$ кг/м и объемном весе заполнителя $(0; 1; 1,5) \cdot 10^3$ кг/м. Для экспериментального исследования

зависимости относительной деформации развальцовки от отношения $\frac{d_2}{\sqrt{md_{об}}}$ внутреннего диаметра заготовки и приведенного диаметра заряда ВВ (где m – количество ниток ДШ) с целью охвата более широкого интервала изменения значений параметров, было дополнительно проведено три группы опытов при массе ВВ $(12;24;36) \cdot 10^{-3}$ кг/м и объемном весе заполнителя $1,7 \cdot 10^3$ кг/м³ (насыпной песок с пористостью 57% и водонасыщенностью 100%).

Приведенные на рис. 11.1 данные указывают на хорошее совпадение расчетных и экспериментальных кривых для случаев применения заполнителя. Так, для кривых 1 и 2 среднее отклонение составляет 3,1% и 7,8% соответственно.

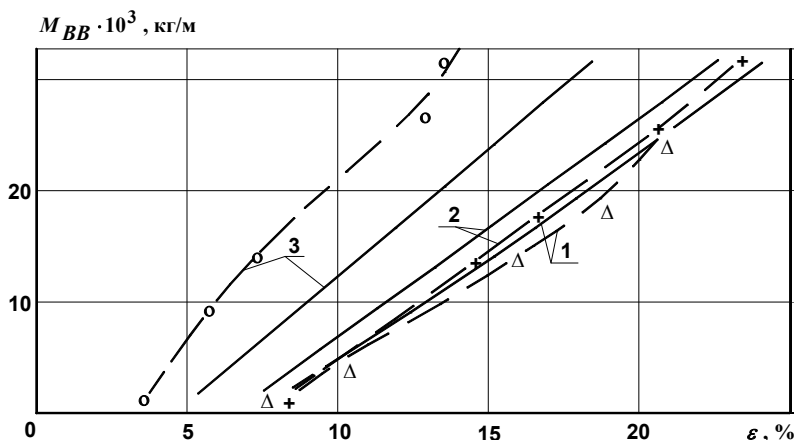


Рис. 11.1. Зависимость относительной деформации развальцовки трубной заготовки от массы заряда ВВ: — расчет; - - - эксперимент при
1 – $\gamma_3 = 1,5 \cdot 10^3$ кг/м³; 2 – $\gamma_3 = 10^3$ кг/м³; 3 – $\gamma_3 = 0$

Между экспериментальной и расчетной зависимостями, характеризующими случай отсутствия заполнителя во внутренней полости трубной заготовки (см. рис. 11.1, кривые 3), наблюдается существенное несовпадение, средняя величина которого составляет около 40%. Такое отклонение объясняется тем, что воздух в силу своей большой сжимаемости обладает более низкими энергопередающими свойствами, чем это принималось в расчете. Однако следует отметить, что величина отклонения экспериментальной и расчетной кривых довольно постоянна, то есть практически не зависит от массы ВВ. Поэтому становится возможным использовать предлагаемый метод расчета относительной деформации развальцовки трубной заготовки

для случая отсутствия заполнителя путем введения в расчетную формулу поправочного коэффициента 1,4. При этом основное уравнение динамического деформирования системы (8.14) выглядит так

$$a^2 \ln \frac{b}{a} \rho V_0^2 = 1,4 \frac{\beta_1}{\sqrt{3}} (\epsilon^2 - a^2) \sigma_{m.c.} \ln \frac{2R_0^2 - \epsilon^2 + a^2}{\epsilon^2 + a^2}. \quad (11.1)$$

Измерение диаметров испытываемых трубных заготовок подтвердило установленные выше зависимости.

Полученные результаты не только экспериментально доказывают справедливость уравнения (8.12), но и позволяют также проверить следствия, которые легли в основу рекомендаций по выбору заряда ВВ.

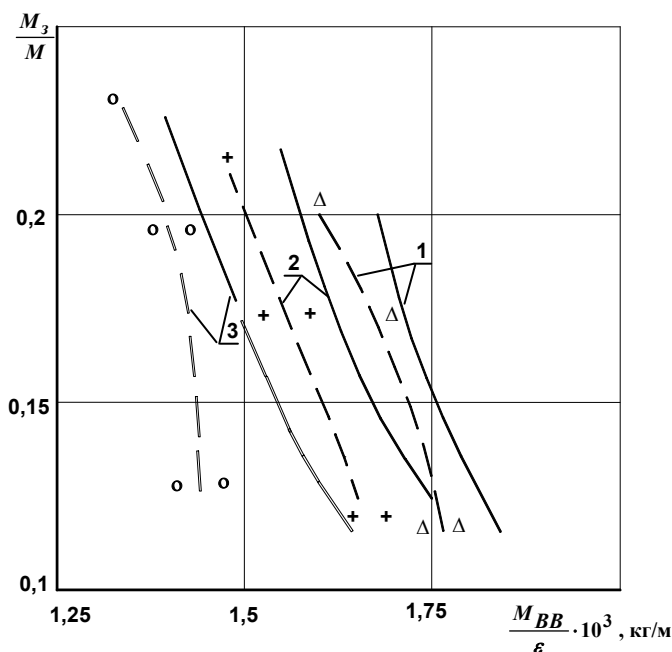


Рис. 11.2. Зависимость массы заряда ВВ, приходящейся на 1% деформации трубной заготовки, от отношения массы заполнителя к массе заготовки:

— расчет; - - - эксперимент; 1 - $2a\sqrt{md_{об}} = 2,50$;

2 - $2a\sqrt{md_{об}} = 3,06$; 3 - $2a\sqrt{md_{об}} = 4,33$

На рис. 11.2 приведены графики экспериментальных зависимостей массы заряда ВВ, отнесенной к 1% деформации развальцовки $\frac{M_{BB}}{\varepsilon}$ от отношения $\frac{M_3}{M}$ массы заполнителя к массе трубной заготовки. Зависимости эти таковы, что с увеличением отношения $\frac{M_3}{M}$ уменьшается значение $\frac{M_{BB}}{\varepsilon}$. Во всех случаях экспериментальные кривые близки к соответствующим расчетным кривым, причем среднее отклонение изменяется в интервале от 2,9% до 6,2%. Это подтверждает зависимость параметра $\frac{M_{BB}}{\varepsilon}$ от отношения внутреннего диаметра трубной заготовки и приведенного диаметра оболочки ВВ.

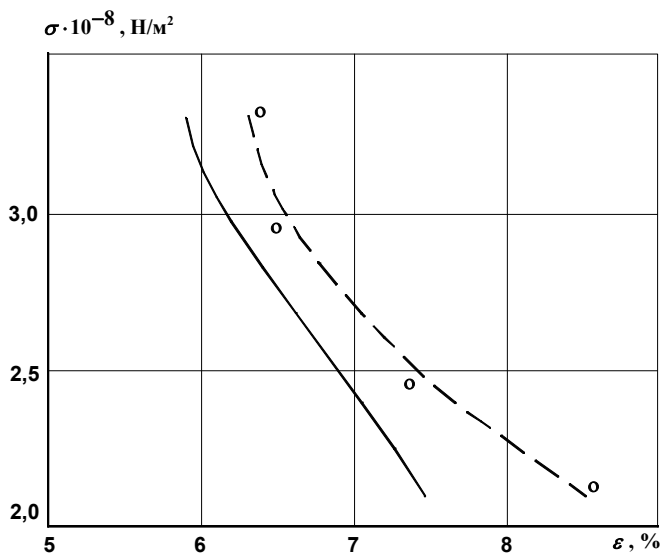


Рис. 11.3. Зависимость относительной деформации развальцовки трубной заготовки от статического предела текучести ее материала: — расчет; - - - эксперимент

Все экспериментальные исследования проводились на трубных заготовках из стали Ст.10. Для правомерного распространения результатов и зависимостей взрывного деформирования заготовок, изготовленных из других марок стали с различными прочностными характеристиками, необходимо было установить степень влияния последних на указанный выше процесс. Была получена зависимость относительной деформации заготовки при ее развальцовке вне контакта с породными стенками шпура от статического

предела текучести стали. Последний, определяя динамический предел текучести, является основной прочностной характеристикой стали при ее динамическом деформировании. Для построения этой зависимости было проведено три группы опытов, по четыре опыта в каждой группе, на трубных заготовках с поперечными размерами $d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м и $d_2 = 26 \cdot 10^{-3}$ м, изготовленных из стали Ст.20, Ст.35 и Ст.45. Одновременно из предыдущих экспериментов были использованы данные о развальцовке заготовки из стали Ст.10. Заряд ВВ состоял из одной нитки ДШ-В, а в качестве заполнителя использовалась вода.

На рис. 11.3 изображена зависимость ε от $\sigma_{m.c.}$. При уменьшении $\sigma_{m.c.}$ от значения $3,3 \cdot 10^8$ Н/м² (Ст.45) до значения $2,1 \cdot 10^8$ Н/м² (Ст.10), то есть на 36,3%, относительная деформация заготовки увеличивается на 34,7%. Среднее отклонение экспериментальной кривой от расчетной составило 8,8%.

Таким образом, при расчете относительной деформации развальцовки трубной заготовки необходимо учитывать прочностные свойства ее материала.

11.1.2. ИССЛЕДОВАНИЯ УДАРНОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ТРУБНОЙ ЗАГОТОВКИ С ПОРОДНЫМИ СТЕНКАМИ ШПУРА

Развальцовка заготовок длиной 0,5 м в шпурах диаметром $40 \cdot 10^{-3}$ м осуществлялась в породном массиве, представленном аргиллитами со следующими механическими параметрами: $R_{сж} = (210 - 270) \cdot 10^5$ Н/м², $E_{II} = 1,23 \cdot 10^{10}$ Н/м². Шпуры бурились в стенках выработки на расстоянии 1 м друг от друга с целью исключения взаимного влияния волн напряжений в породном массиве в процессе деформирования двух соседних шпуров заготовками трубчатых анкеров. Всего было проведено 17 опытов.

До развальцовки трубной заготовки производились измерения диаметра шпура d_{iu} с точностью до $0,05 \cdot 10^{-3}$ м в двух взаимно перпендикулярных плоскостях в каждой из четырех точек, расположенных по длине шпура на расстоянии 0,1 м от его устья и между собой. Аналогично проводились измерения внутреннего диаметра трубной заготовки d_4 после ее развальцовки в шпуре. По величине d_4 определялся внешний диаметр d_5 развальцованной заготовки в соответствии с формулой

$$d_5 = \sqrt{d_1^2 - d_2^2 + d_4^2}.$$

Относительная деформация шпура рассчитывалась по формуле

$$\varepsilon_{iu} = 1 - \frac{d_{iu}}{d_5},$$

а относительная деформация развальцовки трубной заготовки – $\varepsilon_2 = 1 - \frac{d_1}{d_5}$.

Используя из ранее проведенных экспериментов значение деформации заготовки ε_1 при ее развальцовке вне контакта со шпуром (масса ВВ, объемный вес заполнителя и поперечные размеры заготовок в рассматриваемых экспериментах одинаковы), определялась разность деформаций $\Delta\varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 = \frac{d_1}{d_5} - \frac{d_1}{d_3}$, по которой рассчитывалась энергия, затраченная на деформирование шпура по формуле

$$W = \frac{\beta_1}{4\sqrt{3}} (d_1^2 - d_2^2) \sigma_{m.c.} \Delta\varepsilon.$$

Справедливость приведенной формулы подтверждена экспериментальными исследованиями по взрывному деформированию заготовок вне контакта со шпуром.

По результатам испытаний построены графики зависимости энергии деформирования породных стенок шпура от их деформации (рис. 11.4).

Теоретическая зависимость построена по формуле

$$W = \frac{\varepsilon_{ш}}{2(1 - \varepsilon_{ш})} d_{ш} \left(\frac{\beta_2 d_{ш}}{2} \cdot \frac{2 - \varepsilon_{ш}}{1 - \varepsilon_{ш}} - \beta_3 \right).$$

Проведенные исследования показали, что в пределах оптимальных значений деформаций шпура, энергия, затрачиваемая на деформирование породных стенок шпура, как правило, не превышает 1-5% по отношению к энергии деформирования заготовки трубчатого анкера. Но с ростом относительной деформации шпура соотношение затрат энергий изменяется в сторону увеличения удельного веса энергии деформирования шпура по отношению к энергии деформирования заготовки до 40-80%. Это происходит потому, что энергия деформирования породных стенок шпура прямо пропорциональна квадрату деформации, а энергия де-

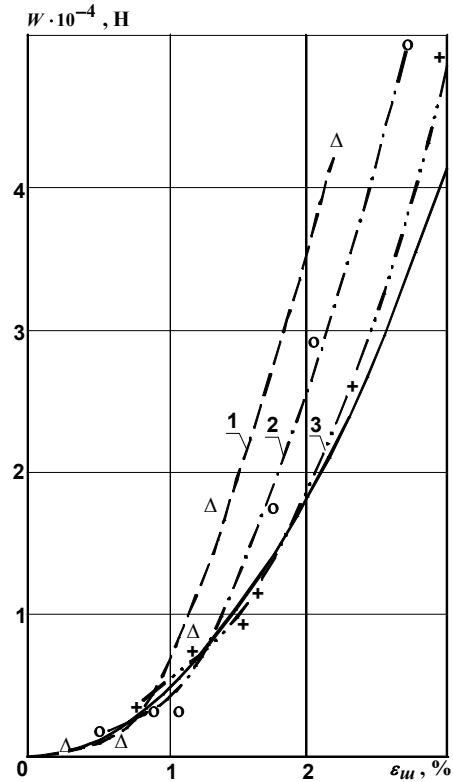


Рис. 11.4. Зависимость энергии деформирования породных стенок шпура от их относительной деформации: — расчет; - - эксперимент;
1 – $a = 1,5 \cdot 10^{-2}$ м; 2 – $a = 1,3 \cdot 10^{-2}$ м;
3 – $a = 10^{-2}$ м

формирования заготовки пропорциональна относительной деформации в первой степени. Тенденция параболического роста энергии деформирования породных стенок шпура четко прослеживается на экспериментальных кривых. Благодаря такой зависимости W от $\varepsilon_{ш}$ с ростом деформации породных стенок шпура резко увеличивается их жесткость. Поэтому породные стенки шпура довольно эффективно выполняют роль своеобразной матрицы для штамповки трубчатого анкера.

11.1.3. ИССЛЕДОВАНИЯ УПРОЧНЕНИЯ ВЗРЫВОМ МАТЕРИАЛА ТРУБНОЙ ЗАГОТОВКИ

Качественная сторона процесса упрочнения стали взрывом изучена рядом исследователей [73, 87, 101]. Количественная сторона этого процесса применительно к конкретным маркам стали и конструкции изделия требует дополнительного изучения.

Исследования выполнены с целью получения статических диаграмм « $\sigma - \varepsilon$ » упрочненных взрывом сталей Ст.10, Ст.20, Ст.35, по которым, согласно исследованиям [84, 85, 101], можно определить динамический предел текучести $\sigma_{т.д.}$, временное сопротивление на разрыв σ_{δ}^{δ} и предельную относительную деформацию разрыва $\varepsilon_{нр}$. Эти данные являются исходными для расчета параметров анкера как при динамическом, так и при статическом взаимодействии системы «трубчатый анкер-порода».

Экспериментальное исследование проводилось следующим образом. Развальцовка трубной заготовки осуществлялась зарядом ВВ, состоящим из одной нитки ДШ. Для получения наименьшей разницы между деформациями на внутренней и наружной поверхностях заготовок при их развальцовке последние были выбраны тонкостенными с поперечными размерами $d_1 = 40 \cdot 10^{-3}$ м и $d_2 = 38 \cdot 10^{-3}$ м. Для предотвращения разрыва в процессе развальцовки таких тонкостенных заготовок применялась разъемная цилиндрическая матрица с внутренним диаметром $42 \cdot 10^{-3}$ м и наружным – $75 \cdot 10^{-3}$ м. По результатам испытаний на растяжение строились диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ », по которым определялись прочностные характеристики исследуемых марок стали.

Проведено 3 группы опытов по 5 опытов в каждой группе. Усредненные диаграммы статического нагружения предварительно упрочненной взрывом стали приведены на рис. 11.5. Все диаграммы статического нагружения упрочненных сталей подобны диаграмме динамического нагружения, что согласуется с результатами работ [84, 96], используемых при решении задач по описанию динамического деформирования системы «трубная заготовка-порода». Средние отклонения экспериментальных и расчетных значений $\sigma(\varepsilon)$ колеблется в пределах от 2% до 6%.

Сама же площадка текучести составляет в среднем 70% от величины предельной относительной деформации. Получены средние значения динамического временного сопротивления на разрыв для марок Ст.10, Ст.20, Ст.35, которые составляют $(5,58; 6,53; 7,50) \cdot 10^8$ Н/м² соответственно.

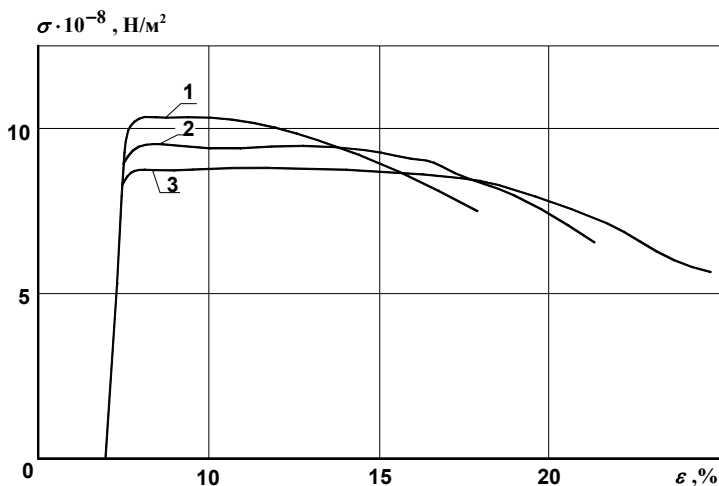


Рис. 11.5. Усредненные диаграммы статического нагружения упрочненных взрывом сталей: 1 – Ст.35; 2 – Ст.20; 3 – Ст.10

Если соотнести значения динамического временного сопротивления на разрыв и статического предела текучести, то оказывается, что отношение этих прочностных характеристик для указанных выше марок стали практически постоянны и составляют соответственно 2,66; 2,61; 2,50. Поэтому $\sigma_{\partial}^{\varepsilon}$ можно выразить через $\sigma_{m.c.}$ следующим образом

$$\sigma_{\partial}^{\varepsilon} = 2,6\sigma_{m.c.}$$

Ошибка от такой аппроксимации не превышает 4%.

Таким образом, приведенные экспериментальные исследования подтверждают теоретические решения по описанию процесса динамического деформирования системы «трубная заготовка-порода» и расчетные формулы по определению основных ее параметров. Дана количественная оценка процесса упрочнения заготовок трубчатых анкеров энергией взрыва заряда ВВ.

11.2. МЕТОДИКА, РЕЗУЛЬТАТЫ И АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СТАТИЧЕСКОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СИСТЕМЫ «ТРУБЧАТЫЙ АНКЕР ТА1-Порода»

Экспериментальные исследования статического взаимодействия системы «трубчатый анкер ТА1-порода» включали определение компонент напряжения в анкере во всех режимах его работы и установление зависимости изменения давления на контакте с породой во времени. Таким образом, проверялись исходные представления, которые были использованы в расчетных схемах при определении несущей способности, рабочей характеристики и длины рабочего участка, а также определялась степень соответствия экспериментальных и расчетных значений указанных выше основных параметров трубчатого анкера.

11.2.1. ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗМЕНЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ НА КОНТАКТЕ «АНКЕР-Порода» И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1 ВО ВРЕМЕНИ

Давление на контакте «анкер-порода» измерялось тензометрическим методом с применением прибора ИД-70, а приложение выдергивающих усилий осуществлялось специальным гидродомкратом. В трех типах горных пород песчанике ($R_{сж} = 1036 \cdot 10^5 \text{ Н/м}^2$, $E_{II} = 3,05 \cdot 10^{10} \text{ Н/м}^2$), песчано-глинистом сланце ($R_{сж} = 524 \cdot 10^5 \text{ Н/м}^2$, $E_{II} = 2,85 \cdot 10^{10} \text{ Н/м}^2$) и аргиллите ($R_{сж} = 245 \cdot 10^5 \text{ Н/м}^2$) устанавливались трубчатые анкера длиной 1 м с поперечными размерами $d_1 = 36 \cdot 10^{-3} \text{ м}$ и $d_2 = 30 \cdot 10^{-3} \text{ м}$. Тензодатчики наклеивались в радиальной плоскости по два датчика в каждом поперечном сечении с интервалами между ними 0,1 м начиная от заглубленного конца анкера. Выступающий из шпура конец анкера длиной 0,1 м был предназначен для установки захватного устройства гидродомкрата, с помощью которого через промежуток времени 2, 5, 10, 20, 30 суток после установки анкеров производилось их выдергивание из шпура с одновременной регистрацией показаний тензодатчиков. Непосредственно измерялась тангенциальная относительная деформация анкера и с помощью формулы

$$P_{\theta} = (\sigma_r)_{r=\frac{d_1}{2}} = (\sigma_{\theta})_{max}^u \left[\left(1 + \frac{E}{E_n} \right) - \frac{2d_u^2}{d_1^2 - d_2^2} \right]^{-1} \quad (11.2)$$

по вычисленному среднему максимальному значению $(\sigma_{\theta})_{max}^u$ производился пересчет для давления на контакте «анкер-порода». Всего было проведено 15 групп опытов по 5 опытов в каждой группе. Одновременно с регистрацией

показаний тензодатчиков при нагружении трубчатых анкеров производилось измерение максимальных выдерживающих усилий.

По данным измерений построены графики (рис. 11.6) зависимости $P_e(t)$ изменения давления на контакте во времени. Функции $P_e(t)$ удалось получить только для песчано-глинистого сланца и аргиллита, так как при выдергивании трубчатого анкера из песчаника его материал в опасном сечении находился в пластическом состоянии и показания тензодатчиков были недействительными. Кривые функции показывают, что давление на контакте с течением времени уменьшается от максимального до некоторого стабильного минимального значения, к которому функция $P_e(t)$ приближается асимптотически. Очевидно, это значение и будет характеризовать установившееся давление P_e на контакте «анкер-порода».

Достаточно хорошее совпадение максимумов функции $P_e(t)$ со значениями $R_{сж}$ исследуемых пород указало на необходимость проведения эксперимента по определению функций $R_{сж}(t)$ уменьшения предела прочности пород на сжатие во времени и сопоставление их с соответствующими функциями $P_e(t)$ изменения

давления на контакте «анкер-порода». Определение функции $R_{сж}(t)$ проводилось по методике, описанной в работе [117]. Нагружению подвергались образцы пород кубической формы с высотой ребра $50 \cdot 10^{-3}$ м, вырезанных из монолитных однородных блоков. В соответствии с требованиями к испытанию горных пород [118] места контактов поверхностей образцов с нагрузочными плитами были тщательно обработаны. Для определения кратковременного предела прочности породы на одноосное сжатие $R_{сж}$ применялось однократное нагружение, причем, время, в течении которого нагрузка достигала максимального значения, не превышало 120-180 с. При определении

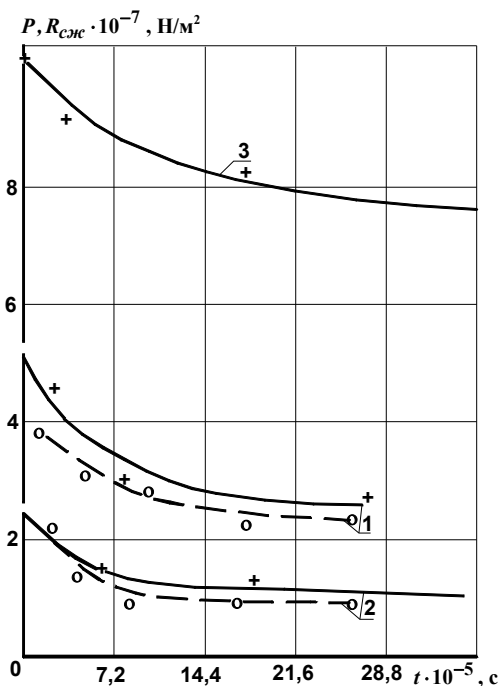


Рис. 11.6. Изменение давления на контакте «анкер-порода» (---) и предела прочности пород на одноосное сжатие (—) во времени:
1 – глинистый сланец; 2 – аргиллит;
3 – песчаник

функции $R_{сж}(t)$ на образцы действовала нагрузка, рассчитываемая как доля от значения $R_{сж}$ (от $0,3R_{сж}$ до $0,9R_{сж}$). Испытания проводились в течении $t = 43,2 \cdot 10^5$ с. Полученные при этом максимальные значения нагрузок, при которых образцы не разрушались, характеризуют предел длительной прочности породы на одноосное сжатие $R_{сж}^{\infty}$.

Проведено 16 групп опытов по 4 опыта в каждой группе. По результатам испытаний построены функции $R_{сж}(t)$ для каждого из трех исследуемых типов пород (см. рис. 11.6). По функциям $R_{сж}(t)$ определены значения $R_{сж}^{\infty}$. Для песчано-глинистого сланца образцы с нагрузкой $0,5R_{сж}$ разрушались в среднем через $27,25 \cdot 10^5$ с, а образцы с нагрузкой $0,4R_{сж}$ сохраняли целостность в течение всего периода испытаний. В связи с этим за предел длительной прочности песчано-глинистого сланца путем экстраполяции было принято значение $0,45R_{сж}$. При испытании аргиллита образцы с нагрузкой $0,4R_{сж}$ разрушались в среднем через $34,92 \cdot 10^5$ с, то есть в конце испытаний. Образцы с нагрузкой $0,3R_{сж}$ не разрушались в течение всего периода испытаний. После увеличения нагрузки на образцы до $0,35R_{сж}$ и дополнительного испытания в течении $4,32 \cdot 10^5$ с разрушился только один образец. Принимая также во внимание, что кривая функции $R_{сж}(t)$ резко выполаживается и на второй половине участка испытаний проходит почти горизонтально, за длительный предел прочности аргиллита было принято значение $0,4R_{сж}$. При испытании песчаника образцы с нагрузкой $0,8R_{сж}$ разрушались в среднем через $17,1 \cdot 10^5$ с. Для образцов с нагрузкой $0,7R_{сж}$ такой продолжительности испытаний оказалось недостаточно, поскольку только два из них разрушились. Поэтому продолжительность испытаний была увеличена на $8,64 \cdot 10^5$ с и среднее время разрушения составило $46,51 \cdot 10^5$ с. При этом $R_{сж}^{\infty} = 0,7R_{сж}$.

Таким образом, проведенные экспериментальные исследования позволили определить функции изменения предела прочности горных пород на одноосное сжатие во времени и определить пределы длительной прочности рассматриваемых типов горных пород.

Сопоставляя функции $P_{г}(t)$ и $R_{сж}(t)$ легко видеть, что между ними имеется вполне удовлетворительное соответствие: среднее отклонение составляет 13,8% для песчано-глинистого сланца и 12,7% для аргиллита.

Расположение кривых функции $P_{г}(t)$ несколько ниже соответствующих кривых функции $R_{сж}(t)$ объясняется некоторой нарушенностью породных стенок шпура,

которая в определенной степени снижает прочность породы на сжатие. Однако, как это наглядно иллюстрируется графиками (см. рис. 11.6), обе функции асимптотически приближаются практически к одному и тому же пределу, который характеризуется длительной прочностью породы на одноосное сжатие.

Таким образом, приведенные экспериментальные исследования показывают, что давление на контакте в период после установки анкера в шпуре определяется прочностью породы на одноосное сжатие.

Этот факт можно объяснить процессом разгрузки породных стенок шпура, который обуславливается реологическими свойствами горных пород.

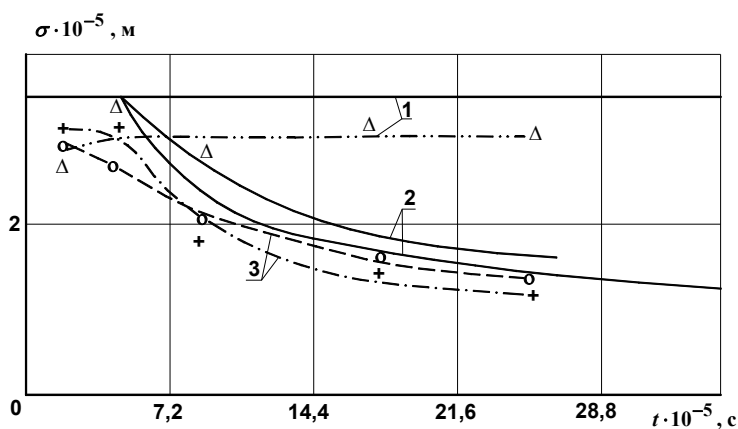


Рис. 11.7. Изменение во времени несущей способности анкеров, установленных в разных породах: 1 – песчаник; 2 – песчано-глинистый сланец; 3 – аргиллит

Одновременно с определением функции $P_e(t)$ была получена функция $Q(t)$ изменения несущей способности трубчатого анкера во времени (рис. 11.7). Кривые 2 и 3 имеют одинаковую тенденцию к уменьшению несущей способности во времени. Этот процесс объясняется уменьшением давления на контакте во времени, когда материал анкера в опасном сечении находится в упругом напряженном состоянии. Если же имеет место пластическое напряженное состояние, как для случая закрепления анкера в песчанике (см. рис. 11.7, кривая 1), то несущая способность анкера с течением времени остается практически постоянной. Необходимо отметить, что экспериментальные кривые находятся несколько ниже расчетных и средняя величина отклонения составляет 8,6%, 11,4% и 8,0% соответственно для песчаника, песчано-глинистого сланца и аргиллита.

Таким образом, экспериментальные исследования подтвердили с достаточной степенью точности аналитические зависимости изменения несущей способности трубчатого анкера во времени.

11.2.2. ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ, НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И РАБОЧЕЙ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1

Определение напряженного состояния материала анкера осуществлялось через $43,2 \cdot 10^5$ с после их установки тензометрическим методом путем регистрации прибором ИД-70 соответствующих компонентам напряжений σ_z и σ_θ относительных деформаций. Приложение выдергивающих усилий к выступающему из шпура концу анкера осуществлялось с помощью гидродомкрата. Трубчатые анкера из стали Ст.10 длиной 1 м с поперечными размерами $d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м и $d_2 = 30 \cdot 10^{-3}$ м устанавливались взрывным способом в песчано-глинистом сланце, аргиллите и песчанике. Тензодатчики наклеивались для определения компоненты σ_z вдоль продольной оси, а для компоненты σ_θ – перпендикулярно оси на расстоянии от заглубленного конца анкера $(1;5;20;45;60;70;80;85;90) \cdot 10^{-2}$ м. Таким образом, на длине анкера 0,9 м наклеивалось 18 тензодатчиков. Сближенное расположение тензодатчиков на концах анкера предназначено для более точного измерения концентрации компонент напряжений в этих местах. Компоненты σ_z и σ_θ определялись по формулам:

$$\sigma_z = \sigma_z^u - 0,6R_{сж}^\infty \frac{d_{uu}^2}{d_1^2 - d_2^2}; \quad (11.3)$$

$$\sigma_\theta = \left[(\sigma_\theta)_{max}^u - \Delta\sigma_\theta^u \right] \left[\frac{d_1^2 - d_2^2}{2d_{uu}^2} \left(1 + \frac{E}{E\Pi} \right) - 1 \right]^{-1}, \quad (11.4)$$

где σ_z^u и $\Delta\sigma_\theta^u$ вычисляемое по данным измерений деформаций приращение компонент σ_z и σ_θ при приложении выдергивающей нагрузки. По известным компонентам σ_z и σ_θ выполнен расчет компоненты σ_r по формуле

$$\sigma_r = \frac{d_1^2 - d_2^2}{2d_{uu}^2} \sigma_\theta \quad (11.5)$$

и компоненты τ_{zr} с помощью уравнения (9.5). Всего испытывалось 30 анкеров по 10 штук в каждом типе пород. Исследовались все режимы деформации анкера в шпуре.

По результатам измерений построены графические зависимости распределения компонент напряжений по длине анкера. На рис. 11.8 показаны графики распределения осевой σ_z и тангенциальной σ_θ компонент по длине анкера, закрепленного в песчано-глинистом сланце ($G_{II} = 0,86 \cdot 10^{10}$ Н/м²,

$R_{сж}^\infty = 2,36 \cdot 10^5$ Н/м²). Три пары кривых 1, 2 и 3 соответствуют трем режимам деформирования анкера в шпуре. В режиме деформирования без скольжения и в переходном режиме (кривые 1 и 2) выдергивающая нагрузка составляла $3,14 \cdot 10^4$ Н и $11 \cdot 10^4$ Н соответственно. Для этих режимов получено хорошее совпадение экспериментальных и расчетных кривых (среднее отклонение колеблется в пределах от 5,2% до 9,3%). В режиме скольжения (кривые 3) среднее отклонение достигает 13-17%. Причем, экспериментальная кривая лежит ниже соответствующей расчетной кривой, что указывает на несколько меньшую несущую способность анкера по сравнению с расчетным значением. Так, расчетная величина несущей способности составляет $18,3 \cdot 10^4$ Н, а экспериментальная – $16,6 \cdot 10^4$ Н.

При закреплении анкера в аргиллите характер распределения компонент σ_z и σ_θ подобен вышеописанному. В этих случаях имеет место упругое напряженное состояние материала анкера в опасном сечении, о чем свидетельствуют все характерные черты распределения компонент σ_z и σ_θ , которые подробно описаны в § 10.2.

На рис. 11.9 изображены графики распределения нормальной осевой компоненты при закреплении анкеров в песчанике ($G_{II} = 1,26 \cdot 10^{10}$ Н/м² $R_{сж}^\infty = 7,26 \cdot 10^5$ Н/м²). В этом случае наблюдается пластическое напряженное состояние материала анкера в опасном сечении. Пластическое напряженное

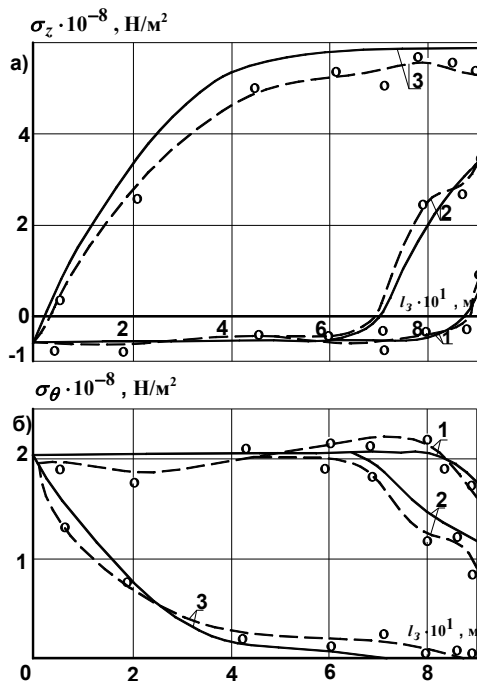


Рис. 11.8. Характер распределения (--- экспериментальное, — теоретическое) нормальных осевой (а) и тангенциальной (б) компонент напряжений по длине анкера, закрепленного в песчано-глинистом сланце: 1 – режим деформирования без скольжения; 2 – переходный режим; 3 – режим без скольжения

состояние наступает при нагрузке $(17,6-19,5) \cdot 10^4$ Н, которая и предопределяет границы использования тензодатчиков для получения зависимости распределения компонент напряжения. Полностью функцию распределения удалось получить только для режима деформирования без скольжения (кривые 1) при выдергивающей нагрузке $9,42 \cdot 10^4$ Н. Функции распределения σ_z в переходном режиме и режиме скольжения получены частично (кривые 2 и 3), поскольку выдергивающая нагрузка в обоих случаях соответствовала пластическому напряженному состоянию (экспериментальные точки начала пластического деформирования показаны черными кружками). Расчетная несущая способность анкера оказалась на 13,7% ниже экспериментальной (соответственно $26,4 \cdot 10^4$ Н против $22,8 \cdot 10^4$ Н).

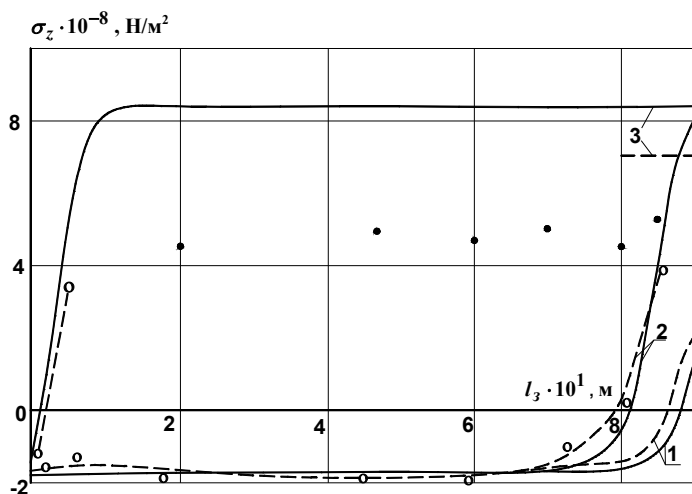


Рис. 11.8. Характер распределения (--- экспериментальное, — теоретическое) нормальной осевой компоненты по длине анкера, закрепленного в песчанике: 1 – режим деформирования без скольжения; 2 – переходной режим; 3 – режим скольжения

Таким образом, экспериментальные исследования напряженного состояния трубчатого анкера показали достаточно хорошее совпадение расчетных и экспериментальных функций распределения компонент напряжений, доказали существование трех режимов взаимодействия анкера с породным массивом и двух типов напряженного состояния материала анкера в опасном сечении.

Параллельно с определением компонент напряжений измерялись усилия выдергивания с одновременной фиксацией длины перемещения анкера относительно устья шпура с точностью до $1 \cdot 10^{-3}$ м.

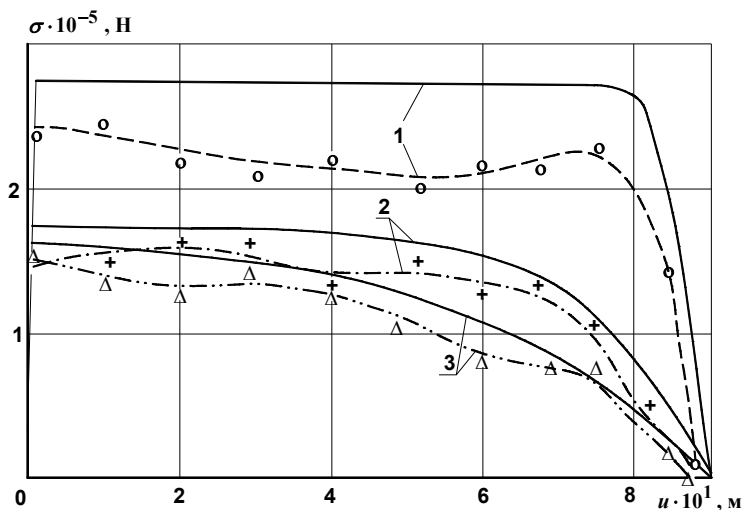


Рис. 11.10. Рабочая характеристика трубчатого анкера (--- эксперимент, — расчет), закрепленного в разных породах: 1 — песок; 2 — песчано-глинистый сланец; 3 — аргиллит

По результатам испытаний построены графики (рис. 11.10) рабочей характеристики трубчатого анкера. Как видно из графиков, до определенной величины смещения несущая способность анкера практически не изменяется (коэффициент вариации несущей способности на этом участке составляет для песчаника 5,1%, для песчано-глинистого сланца 5,9%), за исключением случая закрепления анкеров в аргиллите. Когда в процессе скольжения длина заглубленного в крепкие породы участка анкера становится меньше длины рабочего участка, происходит постепенное понижение несущей способности вплоть до нуля. При этом нулевое значение экспериментальных кривых находится в среднем на 0,02 м левее соответствующих расчетных кривых, что обусловлено нарушением пород у устья шпура. Фактическая несущая способность трубчатых анкеров оказалась ниже расчетной. Причем средние отклонения составили для песчаника 18,2%, аргиллита 11,9% и песчано-глинистого сланца 12,7%. Поэтому для учета этих отклонений в формулы по определению несущей способности и рабочей характеристики трубчатого анкера ТА1 должен быть введен поправочный коэффициент 0,85. Что касается рабочего участка анкеров, то при их закреплении в песчанике фактическая длина составляет 0,12 м, а расчетная 0,09 м; для песчано-глинистого сланца — 0,39 м и 0,46 м; для аргиллита — 0,89 м и 0,80 м.

12. РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1

Расчет трубчатой анкерной крепи, как и любой другой конструкции, осуществляется путем решения двух основных задач – прямой, когда по заданным размерам заготовок трубчатых анкером и прочностным свойствам их материала определяются основные параметры анкера, и обратной, когда по условиям поддержания выработки задаются требуемые несущая способность анкера или его рабочая характеристика и по этим величинам рассчитываются все остальные параметры трубчатого анкера.

12.1. РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1 ПРИ РЕШЕНИИ ПРЯМОЙ ЗАДАЧИ

Для решения прямой задачи необходимо установить исходные данные: внешний и внутренний диаметры трубной заготовки, диаметр шпура, прочностные $\sigma_{m.c.}$ и σ_c^e , и деформационные ε_{np} характеристики марки стали. Эти параметры взаимосвязаны и должны удовлетворять критерию

$$0,7\varepsilon_{np} \geq 1 - \frac{d_2}{\sqrt{d_0^2 - d_1^2 + d_2^2}}. \quad (12.1)$$

Выбрав исходные параметры, определяем массу ВВ, необходимую для создания контакта анкера со шпуром

$$M_{вв} = \frac{8\pi}{D^2} \beta_4 \left[\frac{\beta_1 \beta_6}{4\sqrt{3}} (d_1^2 - d_2^2) \sigma_{m.c.} \ln \frac{2d_0^2 - d_1^2 + d_2^2}{d_1^2 + d_2^2} + \beta_2 (d_0^2 - d_{ш}^2) - \beta_3 (d_0 - d_{ш}) \right], \quad (12.2)$$

где β_6 – коэффициент, равный $\beta_6 = 1$ при применении заполнителя и $\beta_6 = 1,4$ при отсутствии заполнителя.

Все величины, входящие в формулу (12.2) известны за исключением скорости детонации ВВ, наружного диаметра оболочки заряда и объемного веса заполнителя. Скорость детонации ДШ-А и ДШ-В принимается согласно ГОСТ 6196-68 равной $6,5 \cdot 10^3$ м/с, а параметр $d_0 = 6 \cdot 10^3$ м. Заполнитель обязательно применяется для шахт, опасных по газу и пыли, в качестве предохранительной оболочки ДШ.

Определяется количество ниток ДШ

$$m = \frac{M_{ВВ}}{M_{ДШ}}, \quad (12.3)$$

где $M_{ДШ}$ – масса ВВ погонного метра 1 нитки ДШ; согласно ГОСТ 6196-68 ($M_{ДШ-А} = 12 \cdot 10^{-3}$ кг/м, $M_{ДШ-В} = 14 \cdot 10^{-3}$ кг/м). Принимается ближайшее целое число m^ϕ . При этом фактическая масса ВВ составит

$$M_{ВВ}^\phi = m^\phi M_{ДШ}. \quad (12.4)$$

Определяется деформация ε развальцовки трубной заготовки

$$\varepsilon = 1 - \frac{\sqrt{2}d_1}{\sqrt{d_1^2 - d_2^2 + (d_1^2 + d_2^2) \exp \frac{\sqrt{3}D^2 M_{66}^\phi}{2\pi\beta_1\beta_2\beta_6(d_1^2 - d_2^2)\sigma_{m.c.}}}}. \quad (12.5)$$

По значению ε рассчитывается максимальная несущая способность трубчатого анкера:

$$\text{при } R_{сж}^\infty - n\sigma(\varepsilon) \leq 0 \quad Q_{max} = 0,21\pi(d_1^2 - d_2^2) \frac{R_{сж}^\infty}{n}; \quad (12.6)$$

$$\text{при } R_{сж}^\infty - n\sigma(\varepsilon) > 0 \quad Q_{max} = 0,21\pi(d_1^2 - d_2^2)\sigma(\varepsilon). \quad (12.7)$$

Параметр $\sigma(\varepsilon)$ определяется так:

$$\text{при } \varepsilon \leq 0,7\varepsilon_{np} \quad \sigma(\varepsilon) = \beta_1\sigma_{m.c.};$$

$$\text{при } \varepsilon > 0,7\varepsilon_{np} \quad \sigma(\varepsilon) = \sigma_{m.c.} \left[\beta_1 - 3,33(\beta_1 - 2,6) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{np}} - 0,7 \right) \right].$$

Рассчитывается длина рабочего участка анкера:

$$\text{при } R_{сж}^\infty - n\sigma(\varepsilon) \leq 0 \quad l_p = 0,75i \frac{d_1^2 - d_2^2}{d_{uf}n}; \quad (12.8)$$

$$\text{при } R_{сж}^\infty - n\sigma(\varepsilon) > 0$$

$$l_p = i \frac{d_1^2 - d_2^2}{2d_{uf}} \left\{ \frac{\ln \left(1 - \frac{\sigma_2 n}{R_{сж}^\infty} \right)}{n} + \frac{\ln \left[0,05 \frac{\sigma(\varepsilon)}{\sigma(\varepsilon) - \sigma_2} \right]}{\ln \frac{d_{uf}}{\sqrt{d_{uf}^2 - d_1^2 + d_2^2}}} \right\}. \quad (12.9)$$

Параметр длины рабочего участка определяет минимальную длину заглубленного в крепкие породы конца анкера (схема «подвешивания»), либо длину анкера (схема совместного деформирования), при которых трубчатый анкер имеет максимальную несущую способность.

В рассматриваемой прямой задаче есть дополнительная подзадача, сущность которой заключается в том, что в ряде случаев по причинам технологического порядка длина анкера, либо длина заглубленного в крепкие породы конца анкера не может быть задана равной или больше длины рабочего участка. Тогда исходным параметром, наряду с рассмотренными ранее, служит длина заглубленного в крепкие породы конца анкера. При этом определяется несущая способность трубчатого анкера при заданных значениях l_3 или l по формулам:

при $R_{сж}^{\infty} - n\sigma(\varepsilon) \leq 0$

$$Q = 0,21\pi(d_1^2 - d_2^2) \frac{R_{сж}^{\infty}}{n} \left[1 - \exp\left(-\frac{4d_{uu}}{d_1^2 - d_2^2} fnl_3\right) \right]; \quad (12.10)$$

при $R_{сж}^{\infty} - n\sigma(\varepsilon) > 0$,

$l_3 < l'$ – формула (12.10);

при $R_{сж}^{\infty} - n\sigma(\varepsilon) > 0$, $l_3 > l'$

$$Q = 0,21\pi(d_1^2 - d_2^2) \left\{ \sigma_2 + [\sigma(\varepsilon) - \sigma_2] \left\{ 1 - \exp\left[-\frac{4d_{uu}}{d_1^2 - d_2^2} \times \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. \times \ln \frac{d_{uu}}{\sqrt{d_{uu}^2 - d_1^2 + d_2^2}} f(l_3 - l') \right] \right\} \right\}. \quad (12.11)$$

При схеме совместного деформирования вместо параметра l_3 в формулы (12.10) и (12.11) подставляется параметр $0,5l$.

Определяется рабочая характеристика трубчатого анкера:

при $R_{сж}^{\infty} - n\sigma(\varepsilon) \leq 0$

$$Q(u) = 0,21\pi(d_1^2 - d_2^2) \frac{R_{сж}^{\infty}}{n} \left\{ 1 - \exp\left[-\frac{4d_{uu}}{d_1^2 - d_2^2} fn(l_3 - u)\right] \right\}; \quad (12.12)$$

при $R_{сж}^{\infty} - n\sigma(\varepsilon) > 0$,

$l_3 < l' + u$ – формула (12.12);

при $R_{сж}^{\infty} - n\sigma(\varepsilon) > 0$, $l_3 > l' + u$

$$Q(u) = 0,21\pi(d_1^2 - d_2^2) \left\{ \sigma_2 + [\sigma(\varepsilon) - \sigma_2] \left\{ 1 - \exp\left[-\frac{4d_{uu}}{d_1^2 - d_2^2} \times \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. \times \ln \frac{d_{uu}}{\sqrt{d_{uu}^2 - d_1^2 + d_2^2}} f(l_3 - u)\right] \right\} \right\}. \quad (12.13)$$

Таким образом, при решении прямой задачи по указанным ранее исходным данным определены основные параметры трубчатого анкера ТА1.

12.2. РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ПРИ РЕШЕНИИ ОБРАТНОЙ ЗАДАЧИ

Сущность расчета заключается в том, что по соображениям эффективного упрочнения боковых пород задается несущая способность трубчатого анкера. Необходимо определить, выбрав нужную марку стали, наружный и внутренний диаметры анкера.

Внутренний диаметр анкера при заданном внешнем диаметре рассчитывается по формулам:

при $R_{сж}^{\infty} - n\sigma(\varepsilon) \leq 0$

$$d_2 = \sqrt{d_1^2 - \frac{4,7n}{\pi R_{сж}^{\infty}} Q_{max}}; \quad (12.14)$$

при $R_{сж}^{\infty} - n\sigma(\varepsilon) > 0$

$$d_2 = \sqrt{d_1^2 - \frac{4,7Q_{max}}{\pi\sigma(\varepsilon)}}; \quad (12.15)$$

По внешнему диаметру выбирается диаметр шпура в соответствии с критерием (12.1). Остальные параметры, такие как M_{BB} , l_p и $Q(u)$ рассчитываются по соответствующим ранее приведенным формулам.

12.3. ГРАФИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1

Для удобства вычислений при инженерных расчетах основных параметров трубчатой анкерной крепи построены номограммы, позволяющие производить расчеты с меньшими трудозатратами и погрешностью, не превышающей 2-5%. Номограммы построены по формулам §§12.1 и 12.2 в соответствии с изложенной последовательностью выполнения аналитического расчета.

12.3.1. РАСЧЕТ МАССЫ ЗАРЯДА ВВ И ОТНОШЕНИЯ ФАКТИЧЕСКОЙ И ПРЕДЕЛЬНОЙ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ТРУБНОЙ ЗАГОТОВКИ С ЗАПОЛНИТЕЛЕМ

Правило пользования номограммой (рис. 12.1) показано на следующем примере: $d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м, $d_{iu} = 40 \cdot 10^{-3}$ м, $d_2 = 26 \cdot 10^{-3}$ м, $\sigma_{m.c.} = 2,1 \cdot 10^8$ Н/м², $\gamma_3 = 1,0 \cdot 10^3$ кг/м³, $\varepsilon_{np} = 24$ %.

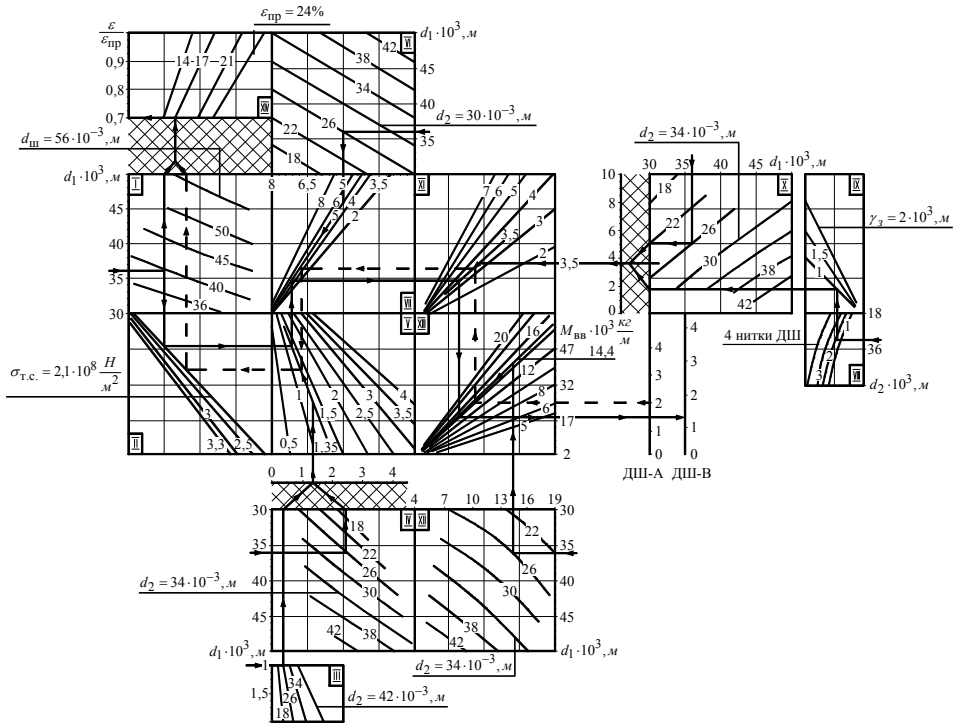


Рис. 12.1. Номограмма для расчета массы заряда ВВ и отношения фактической и предельной относительных деформаций трубной заготовки при применении заполнителя

Из отметки $d_1 = 36$ вертикальной шкалы квадранта I, пересекая прямые параметров $d_2 = 26$ квадранта I и $\sigma_{т.с.} = 2,1$ квадранта II, проводим горизонталь в квадрант V. От значения $\gamma_з = 1,0$ вертикальной шкалы квадранта III, пересекая прямую $d_2 = 26$, следуем через квадрант IV на суммарную шкалу между квадрантами IV и V. Из отметки $d_1 = 36$ вертикальной шкалы квадранта IV через кривую $d_2 = 26$ попадаем на суммирующую шкалу. По значению суммы, равной 1,35, проводим прямую в квадранте V до пересечения с горизонталью из квадранта II и восстанавливаем перпендикуляр в квадрант VII. От значения $d_1 = 36$ вертикальной шкалы квадранта VI через прямую $d_2 = 26$ попадаем на отметку 5 горизонтальной шкалы квадранта VIII и строим прямую со значением 5 до пересечения с перпендикуляром квадранта V,

откуда проводим горизонталь в квадрант XI. Из отметки $d_2 = 26$ вертикальной шкалы квадранта VIII через кривую «2 нитки ДШ» и прямую $\gamma_3 = 1,0$ в квадранте IX, пересекая квадрант X, попадаем на суммирующую шкалу. От значения $d_1 = 36$ на горизонтальной шкале квадранта X через прямую $d_2 = 26$ приходим на суммирующую шкалу. По значению суммы 3,5 строим в квадранте XI прямую до пересечения с горизонталью из квадранта VII и опускаем перпендикуляр в квадрант XIII. От значения $d_1 = 36$ вертикальной шкалы квадранта XII через кривую $d_2 = 26$ попадаем на горизонтальную шкалу квадранта XII; по значению 14,4 строим прямую в квадранте XIII до пересечения с вертикалью квадранта XI. Из точки пересечения проводим горизонталь и определяем массу заряда ВВ, количество ниток ДШ-А или ДШ-В на соответствующих вертикальных шкалах квадранта XIII.

Определение отношения $\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{np}}$ по заданному значению M_{BB} производится в

следующем порядке. Из отметки 2 вертикальной шкалы «ДШ-А» квадранта XIII проводим горизонталь до пересечения с прямой 14,4, которая была получена из квадранта XII (подробно описано при определении M_{BB}). Из точки пересечения восстанавливаем перпендикуляр до прямой 3,5 квадранта XI, полученной при суммировании операций в квадрантах VIII-IX-X и X. Проводим горизонталь в квадрант VII до пересечения с прямой 5, построенной по результатам вычислений в квадранте VI. Опускаем перпендикуляр в квадрант V до пересечения с прямой 1,35, определенной при суммировании операций в квадрантах III-IV и IV. Проводим горизонталь в квадрант II до прямой $\sigma_{m.c.} = 2,1$, восстанавливаем перпендикуляр через квадрант I и попадаем на суммирующую сетку квадранта XIV. Из отметки $d_1 = 36$ вертикальной шкалы квадранта I после пересечения с кривой $d_2 = 26$ попадаем на суммирующую сетку. Перпендикуляр, являющийся суммой, проводим до пересечения с прямой $\varepsilon_{np} = 24$ квадранта XIV и из точки пересечения строим горизонталь до вертикальной шкалы квадранта XIV, на которой отложены значения $\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{np}}$. Если пересечение перпендикуляра суммы с прямыми происходит ниже квадранта XIV, как получилось в примере, отношение $\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{np}}$ следует принимать равным 0,7.

12.3.2. РАСЧЕТ МАССЫ ВВ И ОТНОШЕНИЯ ФАКТИЧЕСКОЙ И ПРЕДЕЛЬНОЙ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЗАГОТОВКИ БЕЗ ЗАПОЛНИТЕЛЯ

Порядок вычислений (рис. 12.2) показан на примере: $d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м, $d_2 = 26 \cdot 10^{-3}$ м, $d_{ш} = 40 \cdot 10^{-3}$ м, $\sigma_{м.с.} = 2,1 \cdot 10^8$ Н/м², $\varepsilon_{np} = 24\%$ и проводится в следующем порядке: M_{BB} – I-II-IV, III-IV; $\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{np}}$ – I-II-IV, IV-III+III,V.

12.3.3. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА, КОГДА ЕГО ДЛИНА ИЛИ ЗАГЛУБЛЕННОГО В КРЕПКИЕ ПОРОДЫ КОНЦА БОЛЬШЕ ДЛИНЫ РАБОЧЕГО УЧАСТКА

Эта номограмма (рис. 12.3) позволяет также определить характер напряженного состояния материала анкера в опасном сечении: упругое или пластическое. Последовательность вычислений показана на примере:

$$d_1 = 36 \cdot 10^{-3} \text{ м}, \quad d_2 = 30 \cdot 10^{-3} \text{ м}, \quad R_{сж}^{\infty} = 3 \cdot 10^7 \text{ Н/м}^2, \quad E_{II} = 2 \cdot 10^{10} \text{ Н/м}^2,$$

$$\sigma_{м.с.} = 2,1 \cdot 10^8 \text{ Н/м}^2, \quad \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{np}} = 0,828 \text{ и выглядит так: } Q_y \text{ – I-II-III; } Q_n \text{ – I-V, IV-V.}$$

Если $Q_n > Q_y$ – упругое состояние, если $Q_n < Q_y$ – пластическое состояние материала анкера в опасном месте. Расчетная несущая способность определяется как меньшее из значений Q_n и Q_y .

12.3.4. РАСЧЕТ ДЛИНЫ РАБОЧЕГО УЧАСТКА ПРИ ПЛАСТИЧЕСКОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ МАТЕРИАЛА АНКЕРА

Порядок определения l_p показан (рис. 12.4) на примере: $d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м, $d_2 = 30 \cdot 10^{-3}$ м, $d_{ш} = 40 \cdot 10^{-3}$ м, $\sigma_{м.с.} = 9 \cdot 10^8$ Н/м², $R_{сж}^{\infty} = 300 \cdot 10^5$ Н/м², $E_{II} = 1 \cdot 10^{10}$ Н/м², $f = 0,3$.

Ход ключа следующий: I-II-III-V, IV-V, V-VI-XI, VI-VIII-IX-X, I-X, X-XI-XIII, XII-XIII, XIII-XIV.

Эта номограмма позволяет определить также параметры l' и σ_2 необходимые при расчете рабочей характеристики анкера:

$$l' \text{ – I-II-III-V, I-IV-V-VI;}$$

$$\sigma_2 \text{ – I-II-III-V, I-IV-V-VII-VIII.}$$

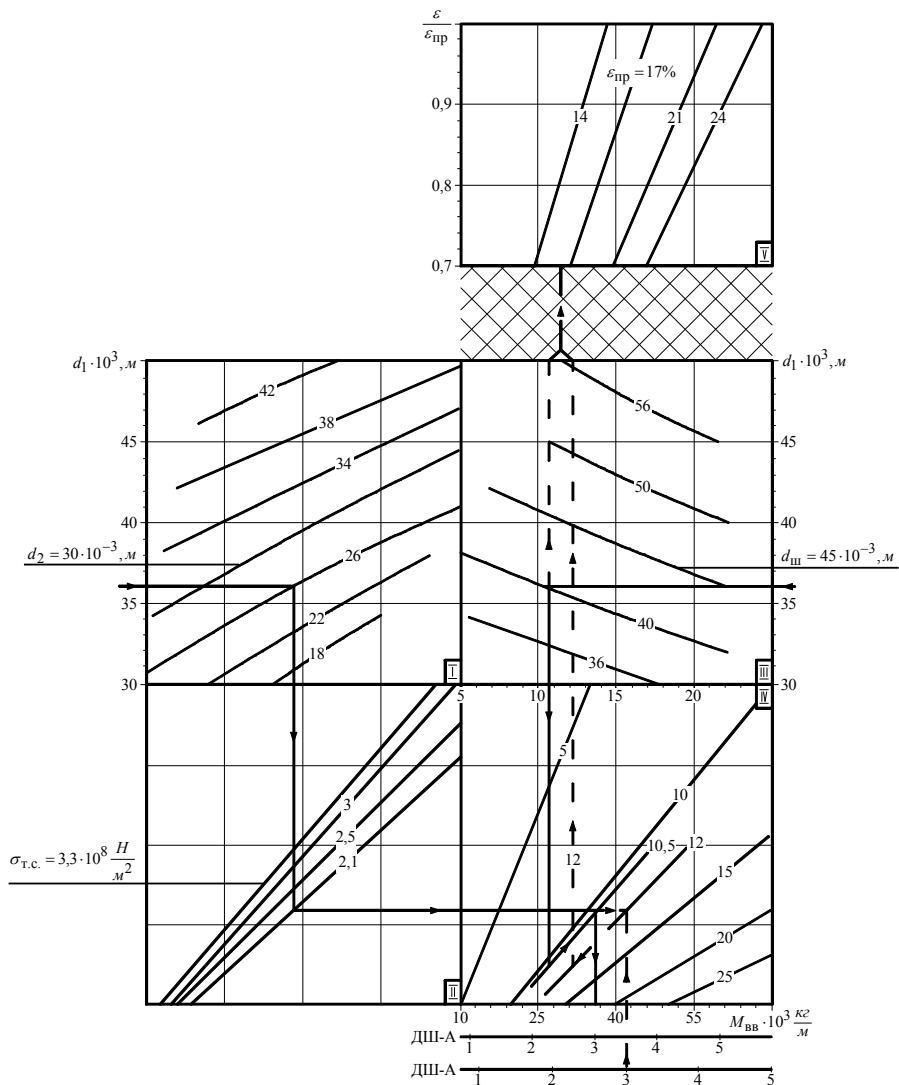


Рис. 12.2. Номограмма для расчета массы заряда ВВ и отношения фактической и предельной относительных деформаций заготовки при отсутствии заполнителя

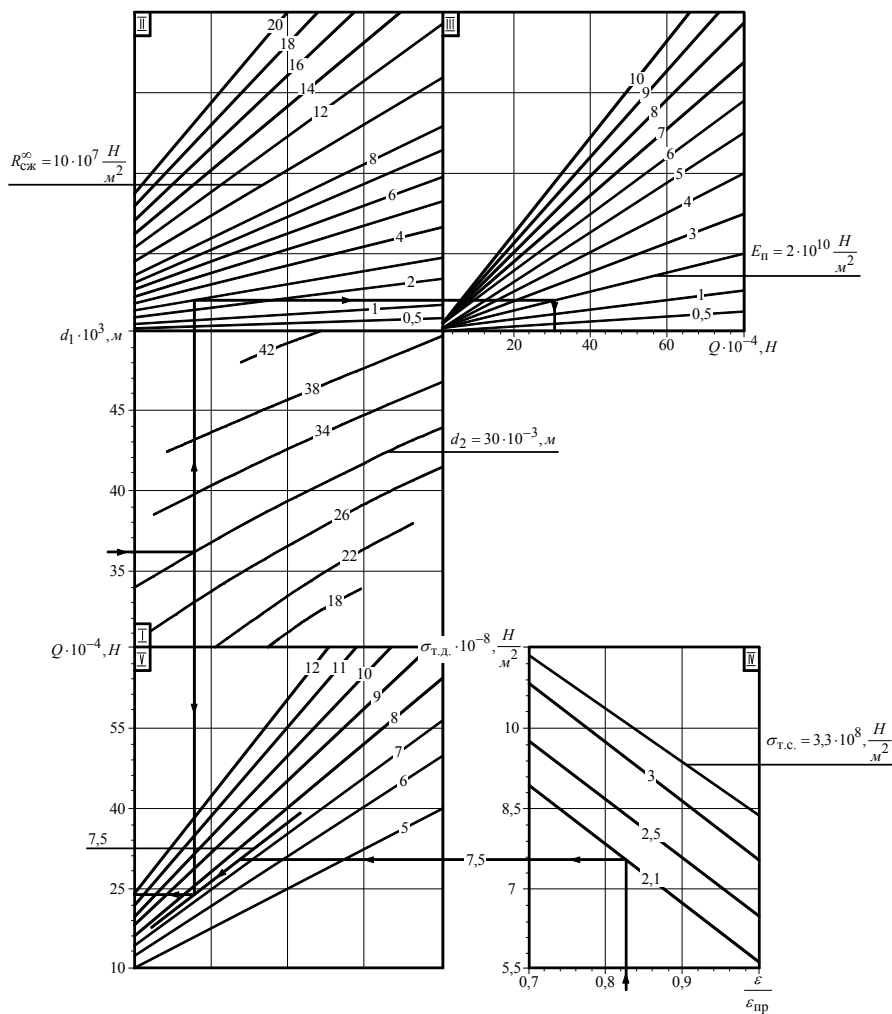


Рис. 12.3. Номограмма для расчета несущей способности трубчатого анкера, когда его длина или длина заглубленного в крепкие породы конца больше соответствующих длин рабочего участка

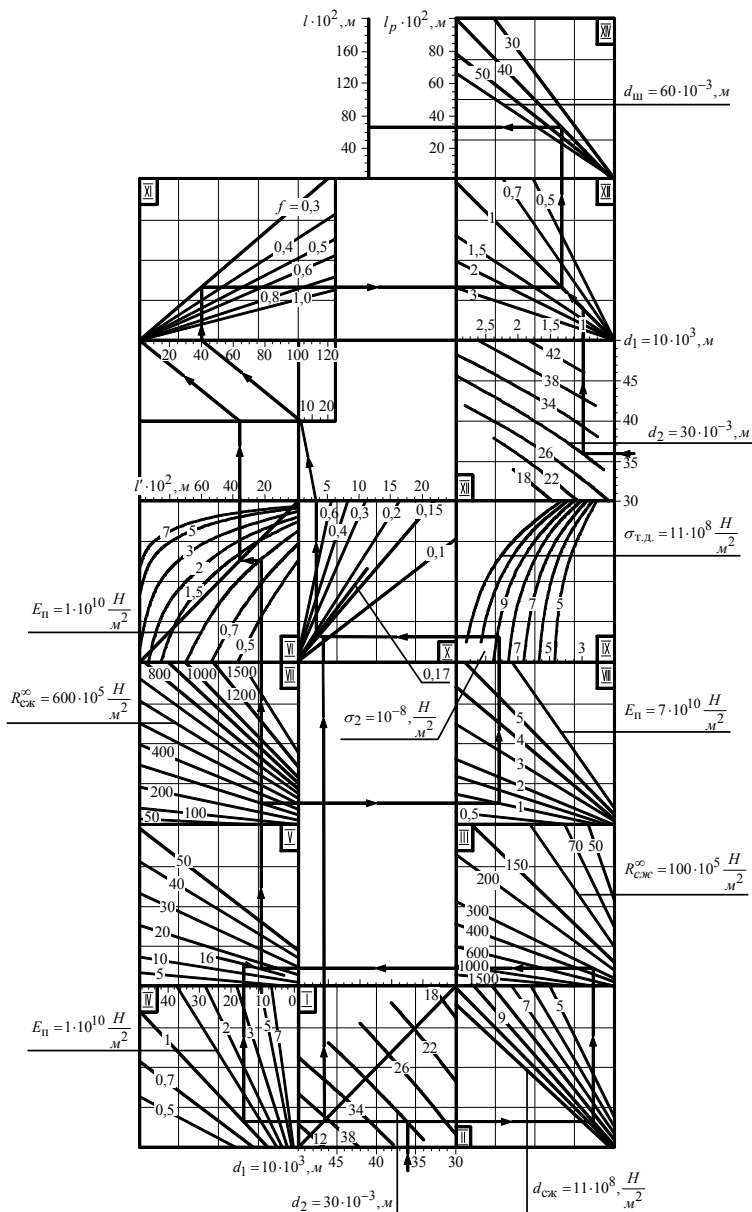


Рис. 12.4. Номограмма для расчета длины рабочего участка при пластическом напряженном состоянии материала анкера

12.3.5. РАСЧЕТ ДЛИНЫ РАБОЧЕГО УЧАСТКА АНКЕРА ПРИ УПРУГОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ ЕГО МАТЕРИАЛА

Порядок расчета (рис. 12.5) показан на примере: $d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м, $d_2 = 30 \cdot 10^{-3}$ м, $d_{III} = 40 \cdot 10^{-3}$ м, $E_{II} = 2 \cdot 10^{10}$ Н/м², $f = 0,5$ и производится следующим образом: I-II-III-IV.

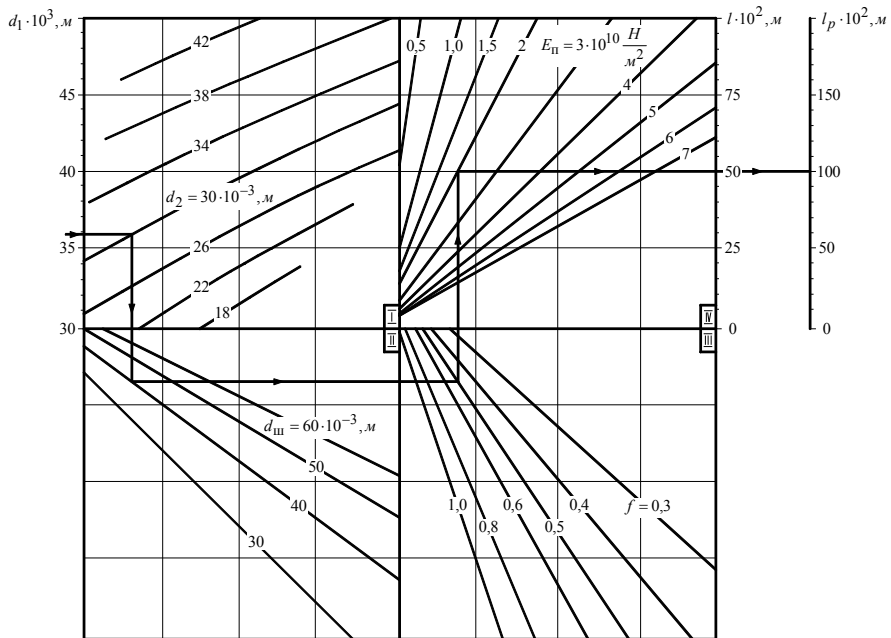


Рис. 12.5. Номограмма для расчета длины рабочего участка анкера при упругом напряженном состоянии его материала

12.3.6. РАСЧЕТ РАБОЧЕЙ ХАРАКТЕРИСТИКИ АНКЕРА И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ, КОГДА ЕГО ДЛИНА ИЛИ ДЛИНА ЗАГЛУБЛЕННОГО В КРЕПКИЕ ПОРОДЫ КОНЦА МЕНЬШЕ ДЛИН РАБОЧИХ УЧАСТКОВ

Правило пользования номограммой (рис. 12.6) показано на примере: $d_1 = 36 \cdot 10^{-3}$ м, $d_2 = 30 \cdot 10^{-3}$ м, $d_{III} = 40 \cdot 10^{-3}$ м, $E_{II} = 1,5 \cdot 10^{10}$ Н/м², $R_{сж}^{\infty} = 400 \cdot 10^5$ Н/м², $\sigma_{m.д.} = 9 \cdot 10^8$ Н/м², $f = 0,5$, $l_3 = 15 \cdot 10^{-2}$ м динамический предел текучести упрочненного материала трубчатого анкера – $9 \cdot 10^8$ Н/м²,

$f = 0,5$, $l_3 = 15 \cdot 10^{-2}$ м и ход ключа проходит по следующим квадрантам: I-II-III-IV-V-VIII, I-VI-VII-VIII, VIII-XVI, III-X, IX-X, X-XII, XII-XIV, XIII-XIV, XIV-XV-XVI.

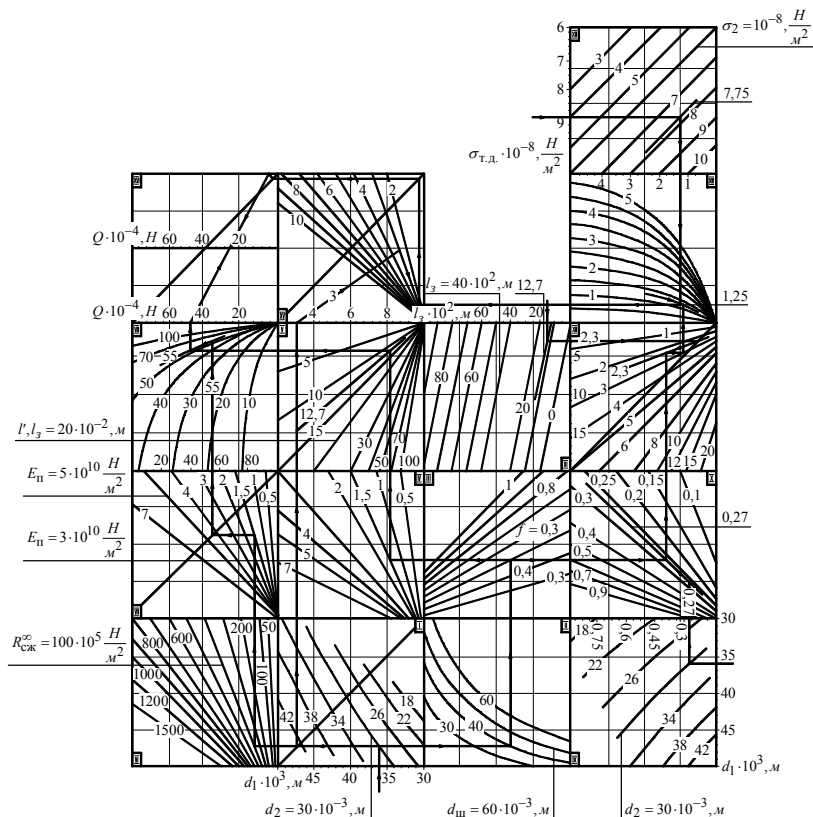


Рис. 12.6. Номограмма для расчета рабочей характеристики и несущей способности анкера, когда его длина или длина заглубленного в крепкие породы конца меньше соответствующих длин рабочих участков

Таким образом, определены все основные параметры трубчатых анкеров, которые являются исходными при расчете сетки армирования анкерной крепью вмещающих выработку пород.

При определении параметров сетки армирования пород вокруг одиночных выработок рекомендуется использовать методики расчета [64, 69, 67, 71, 72, 87]. Для определения параметров сетки армирования сопряжений горных выработок следует использовать методы расчета [66].

13. АНАЛИЗ ПУТЕЙ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ УПРОЧНЕНИЯ СЛАБЫХ ГОРНЫХ ПОРОД АНКЕРНОЙ КРЕПЬЮ

13.1. АНАЛИЗ РЕЖИМОВ РАБОТЫ АНКЕРНОЙ КРЕПИ В СЛАБЫХ ГОРНЫХ ПОРОДАХ

На протяжении более чем векового периода применения анкерной крепи она постоянно совершенствовалась и к настоящему времени насчитывает несколько сотен различных конструкций. Поэтому целесообразно, на наш взгляд, провести анализ не конструкций как таковых, а анализ эффективности их работы по упрочнению слабых горных пород. Для этого необходимо сформулировать основные критерии оценки эффективности упрочнения и требования к анкерам, предназначенным для слабых пород, в частности, горных пород Западного района Донбасса.

Главное требование, предъявляемое к любой конструкции крепи, – обеспечение необходимой устойчивости горной выработки исходя из характера и особенностей проявлений горного давления. Этой проблемой занимались многие ученые и во второй половине XX столетия в механике горных пород и механике подземных сооружений сложились определенные представления [38, 54, 112, 119-125] о том, какой должна быть деформационно-силовая характеристика крепи в конкретной горно-геологической ситуации сооружения выработки. В механике подземных сооружений общепринято выделение двух факторов формирования нагрузки на крепь – разупрочнение и увеличение в объеме горных пород в зоне предельного равновесия; потеря устойчивости части объема пород в зоне предельного равновесия и создание своим весом нагрузки на крепь [120, 122-128]. Поскольку оба фактора имеют взаимно противоположные закономерности взаимосвязи нагрузки на крепь и величины смещения породного контура [120, 124-127], то существует оптимальное состояние, характеризующееся формированием минимальной нагрузки на крепь P_0 , которая обладает конструктивной податливостью не менее оптимальной величины U_0 смещения породного контура, и тогда нагрузка на крепь по обоим факторам равна друг другу.

При этом требование к любой конструкции крепи заключается в том, чтобы ее деформационно-силовая характеристика (зависимость реакции q от конструктивной величины податливости U) проходила около точки с оптимальными параметрами массива (P_0 , U_0) при условии, что при $U = U_0$ реакция крепи q была не меньше прогнозируемой минимальной нагрузки P_0 .

Такой подход к выбору рациональных параметров крепей наиболее распространен в настоящее время и реализован в нормативных документах [28, 51, 52].

С указанных позиций для слабых пород сформулируем требования к деформационно-силовой характеристике упрочненного анкерами грузонесущего породного слоя в целом и, в частности, к деформационно-силовой характеристике самого анкера.

Установлено, что в слабых углевмещающих породах, например, Западного Донбасса даже при относительно небольшой глубине разработки $H = 140...300$ м образуется обширная зона нарушенных пород, часть которых создает своим весом высокую нагрузку на крепь выработки, нередко превышающую 150...200 кПа [38, 121, 129-133]. Поэтому широко применяемая рамная крепь из спецпрофиля СВП в ряде случаев не обеспечивает требуемой устойчивости горных выработок. С другой стороны, большие размеры зоны неупругих деформаций определяют развитие (за счет разуплотнения и увеличения в объеме) значительных смещений породного контура выработки, иногда достигающих 1 м и более [38, 121, 129, 132-135]. Таким образом, в условиях Западного Донбасса крепь горных выработок должна одновременно обладать высокой несущей способностью и значительной величиной податливости.

В свете изложенных представлений конкретизируем требования, предъявляемые к анкерной крепи для упрочнения слабых пород, являющихся достаточно обобщенными вне зависимости от того, применяются ли анкера в качестве самостоятельной крепи или в сочетании с другими видами поддерживающих крепей (чаще всего рамных).

Накопленный практический опыт применения анкеров и существующие экспериментальные и аналитические исследования однозначно утверждают, что эффект упрочнения приконтурных пород (и, соответственно, их несущая способность) повышается с увеличением реакции воздействия анкерной крепи на приконтурный массив. Поэтому первое требование к анкерной крепи – высокая несущая способность при упрочнении слабых пород.

Несущая способность анкерной крепи, как справедливо утверждают большинство исследователей [88, 118, 126, 135], определяется двумя факторами: прочностью на разрыв несущего элемента (стержень, труба) и прочностью его закрепления в шпуре. Прочность на разрыв несущего элемента определяется площадью его поперечного сечения и соответствующей прочностной характеристикой материала. Несущий элемент в большинстве конструкций анкеров представлен металлическим стержнем (гладкого или периодического профиля) и только в трубчатых анкерах – в виде металлической трубы. Учитывая ограниченные поперечные размеры анкеров (в основном устанавливаются [88, 135] в шпурах стандартного диаметра 32; 36 и 42 мм), наиболее выгодно, с точки зрения увеличения площади поперечного сечения несущего элемента, размещать его материал по периметру породных стенок шпура, то есть иметь трубчатый несущий элемент. В подтверждение вышесказанного на рис. 13.1 приведены графики сравнения площадей поперечного сечения несущего элемента в виде трубы S_T и цельного

стержня S_c (наиболее широко применяются [80, 81] диаметры $d_c = 18; 20; 22$ и 25 мм) для стандартных диаметров шпура $d_{ш} = 32; 36$ и 42 мм.

Как видим, наиболее целесообразно применять несущий элемент в виде трубы, имеющей по сравнению со стержнем повышенную площадь поперечного сечения. На этом же рисунке приведены зависимости (пунктирные линии) необходимой толщины Δ стенки трубы равной площади поперечного сечения со стержнем соответствующего диаметра d_c . Равнопрочная толщина стенки Δ трубы изменяется в основном в интервале от 2 мм до 5 мм, что соответствует стандартным параметрам труб обычного назначения [97] и не требует специального их изготовления.

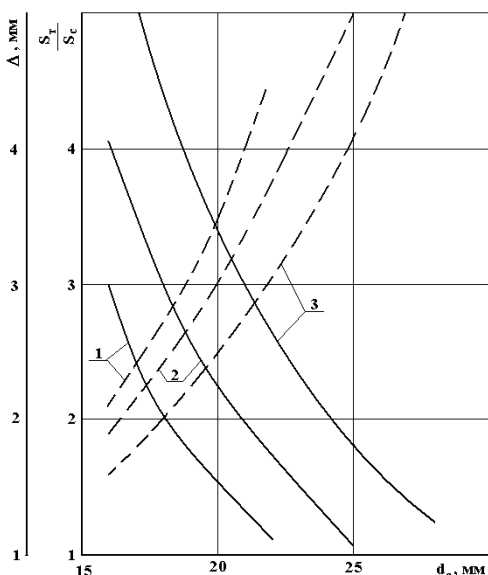


Рис. 13.1. К обоснованию эффективности применения трубчатого несущего элемента беззамковых анкеров в слабых породах: — зависимость S_T/S_c от d_c ; - - - зависимость Δ от d_c ;
1 — $d_{ш} = 32$ мм; 2 — $d_{ш} = 36$ мм; 3 — $d_{ш} = 42$ мм

Вторая составляющая прочности на разрыв несущего элемента — прочностная характеристика на растяжение его материала — свидетельствует в пользу применения обычных марок сталей Ст.3-Ст.5, у которых временное сопротивление на разрыв почти на порядок превосходит соответствующую характеристику ближайших конкурентов — полимерных материалов из синтетических смол [88, 135]. Кроме того, существует значительный резерв повышения прочностных свойств обыкновенных углеродистых сталей при интенсивных динамических нагрузках [84, 85, 96, 136, 137], как это имеет место в технологии установки трубчатых анкеров энергией взрыва заряда взрывчатого вещества [69, 94, 139-141]. Так, временное сопротивление на разрыв углеродистой стали (типа Ст.3-Ст.5) может быть увеличено до двух раз и более [84, 85, 96, 136, 137].

Суммируя вышеприведенную аргументацию вполне очевиден вывод о целесообразности применения в качестве несущего элемента беззамковых анкеров труб из углеродистых марок сталей обыкновенного качества, способных обеспечить высокую несущую способность анкера по фактору прочности на разрыв его материала.

Второй фактор, определяющий несущую способность анкера, — прочность закрепления в шпуре несущего элемента. Причем, необходимо найти решение задачи обеспечения высокой прочности закрепления анкера в сла-

рых горных породах. Очевидно необходимо идти по пути максимального использования остаточных прочностных свойств разупрочненных приконтурных пород вблизи контура выработки. Известно [31, 32, 48, 55, 124, 132], что разупрочненная порода в запредельном состоянии практически теряет сопротивляемость растяжению и чистому сдвигу, сохраняя остаточную прочность на сжатие. Это свойство породы необходимо использовать путем создания сжимающих напряжений (давления) на контакте анкера с породными стенками шпура, которые обеспечат появление сил трения на данном контакте при воздействии осевых усилий на несущий элемент анкера. Данный принцип закрепления реализован в подавляющем большинстве конструкций анкеров с клинощелевыми и распорными замками [69, 135, 138, 139]. Однако площадь действия радиальных сжимающих напряжений на контакте «анкер-порода» относительно невелика из-за ограниченных размеров замка. Направление увеличения площади контакта предпринято в конструкциях распорных эластичных замков [69, 138, 139-152], которые по данным экспериментальных исследований [150] достигали прочности закрепления до 70...100 кН в слабых породах Западного Донбасса. Это обеспечивалось набором распорных эластичных втулок длиной до 300 мм. Эти исследования подтвердили эффективность использования сил трения (при давлении на контакте «анкер-порода») для обеспечения повышенной прочности закрепления анкеров в слабых породах. Но, путь увеличения площади контакта в замковых анкерах носит, на наш взгляд, половинчатый характер; поэтому более последовательным решением будет использование сил трения в беззамковых анкерах, где площадь контакта с породными стенками шпура многократно больше, чем в замковых анкерах.

Наиболее известными представителями беззамковых анкеров, использующих силы трения для закрепления в шпуре, являются трубчатые анкера [84, 94, 138-140, 151, 152], конструкция которых потенциально обладает возможностью высокой прочности закрепления в слабых породах.

Среди других конструкций беззамковых анкеров наиболее распространены железобетонные и сталеполимерные анкера [69, 88, 138, 139, 86, 153-167], по причине целого ряда позитивных качеств. Однако, в слабых породах существует две проблемы, сдерживающие применение железобетонных и сталеполимерных анкеров. Во-первых, прочность закрепления этих групп анкеров реализуется за счет сил адгезии закрепляющего слоя (смола, песчано-цементный раствор и т.п.) с породными стенками шпура, которые в ряде случаев могут быть очень высокими. Но закрепляющий состав не проникает в породные стенки шпура на сколь-нибудь существенную глубину, поэтому в непосредственной близости от поверхности контакта будет располагаться слой из разупрочненных приконтурных пород, которые (при отсутствии давления на контакте) весьма слабо сопротивляются сдвиговым нагрузкам. Поэтому разрушение контакта произойдет по более слабому близлежащему породному слою. Во-вторых, вмещающие выработку породы зачастую обводнены, что негативно сказывается на адгезии закрепляющего слоя

с породными стенками шпура.

Таким образом, потенциально высокоэффективные конструкции железобетонных и сталеполимерных беззамковых анкеров имеют невысокую прочность закрепления в слабых разупрочненных приконтурных породах горных выработок.

В итоге, анализ современных конструкций анкеров по критерию высокой несущей способности в слабых разупрочненных приконтурных породах вокруг выработки привел к выводу о целесообразности применения в этих условиях трубчатых анкеров, закрепляемых за счет радиального давления на контакте «анкер-порода».

Второе требование к анкерной крепи (как упоминалось ранее) – иметь определенную величину конструктивной податливости для формирования грузонесущего упрочненного приконтурного породного слоя, работающего в области минимальной нагрузки P_0 со стороны породного массива [120, 125-127, 139]. Расчеты по нормативным методикам [28, 51, 52] показывают, что для попадания в область минимальной нагрузки P_0 величина соответствующего смещения породного контура U_0 должна составлять несколько сотен миллиметров, а в слабых породах может достигать до одного метра и более. Требуемая конструктивная податливость анкера, равная разнице смещений породного контура на наружном и заглубленном концах, будет меньше оптимальной величины U_0 , однако все равно составляет значительную величину порядка нескольких сотен миллиметров в слабых породах. С этой точки зрения проанализируем возможности наиболее предпочтительных для упрочнения слабых пород конструкций беззамковых анкеров.

Экспериментальные исследования режимов работы железобетонных и сталеполимерных анкеров [88, 143-148, 158-166] показали их высокую реакцию сопротивления в жестком режиме. При этом податливость анкера не превышает, как правило, 10...15 мм и обусловлена упругим растяжением несущего стержня и упруго-пластическими деформациями сдвига закрепляющего слоя и породных стенок шпура. Качественный вид деформационно-силовой характеристики железобетонных и сталеполимерных анкеров показан пунктирной линией на рис. 13.2. При достижении анкером максимальной реакции сопротивления Q_{max} (несущей способности) жесткий режим работы заканчивается и далее возможны два случая: разрыв несущего стержня или нарушение контакта («несущий стержень-закрепляющий слой» или «закрепляющий слой-порода») на участках действия максимальных напряжений сдвига – наступает податливый режим работы рассматриваемых конструкций анкеров. В податливом режиме работы по мере проскальзывания несущего стержня увеличивается длина нарушения контакта с породными стенками шпура и реакция сопротивления анкера падает. При повсеместном нарушении контакта с породными стенками шпура начинается режим скольжения анкера, характеризующийся снижением его реакции сопро-

тивления $Q(U)$ от 10...20% до 40...50% от максимального значения Q_{max} .

Наличие сопротивления анкера в режиме скольжения объясняется [126] наличием касательных напряжений так называемого остаточного трения, появляющихся за счет расклинивания и распора отдельных кусочков породы и закрепляющего слоя между породными стенками шпура и несущим стержнем. Оценивая деформационно-силовую характеристику железобетонных и сталепolyмерных анкеров в податливом режиме работы нельзя считать ее удовлетворительной, особенно в слабых породах Западного Донбасса при значительных ожидаемых смещениях породного контура выработки. Этот вывод остается в силе и для усовершенствованных конструкций податливых железобетонных и сталепolyмерных анкеров [167], испытания которых показали достаточную эффективность при ожидаемом смещении породного контура выработки только до 150...200 мм.

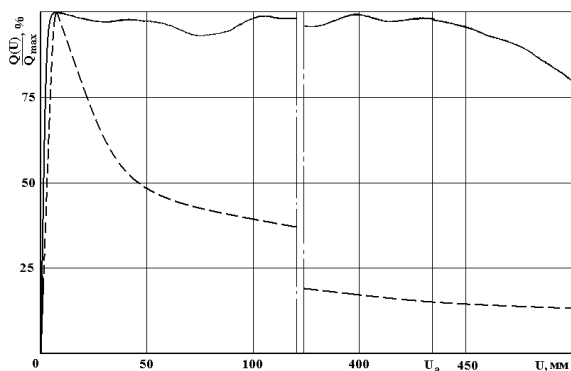


Рис. 13.2. Качественные деформационно-силовые характеристики беззамковых анкеров: трубчатого (—), железобетонного или сталепolyмерного (- - -)

Отмеченные недостатки податливого режима порождены самой физической сущностью закрепления анкеров в породе за счет сил адгезии твердеющих составов, не допускающих сколь-нибудь значительных сдвиговых деформаций. Очевидно, обеспечить перемещение несущего элемента анкера относительно породных стенок шпура без потери реакции сопротивления могут силы трения на контакте «анкер-порода», физическая сущность которых не устанавливает связи напряжений трения с величиной перемещения контактируемых поверхностей друг относительно друга. Поэтому при идеально постоянной поверхности контакта, создав на ней радиальные напряжения, мы получим идеально постоянную прочность закрепления анкера, не зависящую от его величины податливости. То есть, такой идеализированный анкер будет иметь деформационно-силовую характеристику постоянного сопротивления в режиме податливости. В реальных условиях поверхность контакта трубчатых анкеров с породными стенками шпура имеет некоторые колебания, обусловленные изменением при бурении шпура его диаметра по длине и деформированием при взрыве ВВ трубной заготовки. Поэтому при экспериментальных замерах [168, 169] деформационно-силовой характери-

стики трубчатого анкера установлены его отклонения (до 10...15%) от режима постоянного сопротивления (см. рис. 13.2, сплошная линия) и получены следующие закономерности. При значительной величине податливости (смещение U наружного конца анкера) реакция сопротивления трубчатого анкера практически постоянна (в пределах колебания до 10...15%). Затем происходит определенное падение реакции сопротивления при $U > U_a$. В этой связи задача повышения эффективности работы трубчатых анкеров в слабых породах заключается:

– во-первых, режим постоянного сопротивления должен протекать при реакции анкера, близкой к величине его максимально возможной несущей способности в конкретных горно-геологических условиях;

– во-вторых, величина податливости анкера U_1 в режиме постоянного сопротивления (см. рис. 13.2, сплошная линия) должна быть не менее требуемого значения исходя из ожидаемого смещения породного контура.

Таким образом, физическая сущность взаимодействия трубчатого анкера с породными стенками шпура потенциально обеспечивает его преимущества в сравнении с другими конструкциями анкеров для упрочнения слабых пород.

Кроме того, в механике подземных сооружений сформирована устойчивая позиция о наибольшей эффективности именно режима постоянного сопротивления крепи, когда ее реакция приближается к величине несущей способности. Это, помимо прочих достоинств, позволяет успешно согласовывать режимы работы анкеров и различных видов поддерживающих крепей. Например, в слабых породах, конкретно в Западном Донбассе, анкерная крепь наиболее широко [130, 139, 150] используется в комбинации с арочной рамной податливой крепью из спецпрофиля СВП (рамно-анкерная крепь). Имея режим постоянного сопротивления, трубчатый анкер будет работать с максимальной эффективностью во всех режимах деформирования рамной крепи.

Таким образом, исходя из геомеханических особенностей поддержания горных выработок в слабых породах, нами выбран по комплексу критериев наиболее перспективный трубчатый анкер, обладающий высокими потенциальными технико-экономическими возможностями при реализации перечисленных выше требований улучшения его деформационно-силовой характеристики.

13.2. ОСОБЕННОСТИ ПРОЦЕССА СИЛОВОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СУЩЕСТВУЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ТРУБЧАТЫХ АНКЕРОВ СО СЛАБЫМИ ГОРНЫМИ ПОРОДАМИ

Как показали аналитические и экспериментальные исследования [140] при развальцовке трубной заготовки энергией взрыва заряда ВВ не наблюдается адгезии материала анкера с породными стенками шпура, а его прочность закрепления обусловлена касательными напряжениями трения по поверхности контакта, возникающими от действия радиальных напряжений на

контакте «анкер-порода». Естественно, что чем больше величина радиальных напряжений, тем больше (при прочих равных условиях) значение касательных напряжений трения (являющееся произведением радиальных напряжений и коэффициента трения металла по породе) и, следовательно, выше прочность закрепления анкера в шпуре, в соответствии с которой подбирается площадь поперечного сечения анкера по условию равнопрочности конструкции.

С другой стороны, прочность закрепления анкера в шпуре зависит от площади распределения касательных напряжений трения, и чем она больше, тем выше (при неизменной величине радиальных напряжений) прочность закрепления анкера и его несущая способность.

Исследования [140] механизма взаимодействия системы «анкер-порода» позволили установить связь указанных выше параметров с прочностными и деформационными свойствами элементов системы. Величина радиальных напряжений с течением времени уменьшается под действием реологических факторов и различных структурных ослаблений [28, 51, 52, 48, 55, 124] от максимального значения при соударении трубной заготовки с породными стенками шпура до минимального длительного значения, при котором система «анкер-порода» переходит в равновесное состояние. Установлено [140], что минимальное (установившееся постоянным во времени) значение радиальных напряжений на контакте «анкер-порода» соответствует величине длительного предела прочности породы на одноосное сжатие с учетом основных снижающих прочность породы факторов – нарушенность структурными ослаблениями и разупрочнение под действием влаги. То есть, с течением времени на контакте «анкер-порода» устанавливаются радиальные напряжения, равные длительному сопротивлению породных стенок шпура сжатию. Поэтому, чем больше прочность пород, в которых устанавливается трубчатый анкер, тем выше его прочность закрепления в шпуре.

Поверхность контакта «анкер-порода», по которой распределяются радиальные и, соответственно, касательные напряжения зависит от соотношения прочностных и деформационных свойств материала анкера и породных стенок шпура. Главное в этой зависимости заключается в том, что под действием осевых нагрузок, прикладываемых к анкеру, он сужается и «отходит» от породных стенок шпура, что приводит к уменьшению или исчезновению радиальных напряжений на контакте «анкер-порода» и, как следствие, снижается прочность закрепления анкера. Чем меньше прочность породных стенок шпура (определяющих величину радиальных напряжений) по сравнению с прочностью материала анкера, тем интенсивнее (при прочих равных условиях) будет проходить процесс исчезновения радиальных напряжений на контакте анкера с породными стенками шпура под действием осевой нагрузки и тем меньше будет поверхность контакта, по которой распределяются касательные напряжения.

Таким образом, недостатком способа установки трубчатых анкеров ТА1 [140] в слабых породах является невысокая прочность закрепления в шпуре

вследствие неудовлетворительного режима силового взаимодействия анкера на контакте с породными стенками шпура. Это обусловлено, с одной стороны, резким различием (в один-полтора порядка) прочностных и деформационных характеристик стали и породы, а, с другой стороны, неблагоприятным соотношением низкой длительной прочности слабой породы на сжатие и относительно высокого ее модуля упругости в процессе разгрузки породных стенок шпура от радиальных напряжений на контакте.

Использование же трубчатых анкеров ТА1 невысокой несущей способности для крепления выработок, особенно в слабых породах, где наблюдаются значительные нагрузки на крепь, приводит к необходимости применения густой сетки армирования пород, то есть к большей плотности установки анкеров, что обуславливает увеличение объема работ по бурению шпуров под анкера и по их установке, а также существенный рост материальных затрат.

Для устранения недостатков, связанных с низкой прочностью закрепления трубчатых анкеров ТА1 в слабых породах существуют два направления: первое – упрочнение при их установке породных стенок шпура; второе – более полное использование прочностных свойств породных стенок шпура по всей длине контакта «анкер-порода» путем улучшения режима взаимодействия анкера с породными стенками шпура на их контакте, заключающегося в ограничении процесса ослабления контакта «анкер-порода» при поперечном сужении анкера путем создания постоянно действующего давления заданной величины на его внутреннюю поверхность.

Первое направление имеет значительные недостатки, сущность которых сводится к следующему. Существующие конструкции трубчатых анкеров [170, 171] предусматривают упрочнение приконтурного породного слоя твердеющим раствором, в качестве которого обычно применяют песчано-цементный раствор. При взрыве заряда ВВ под давлением расширяющихся продуктов детонации, либо под давлением деформирующейся стенки трубы раствор нагнетается в приконтурные трещины и пустоты породы. При этом считается, что создается приконтурная породная зона повышенной прочности и достигается тем самым увеличение прочности закрепления анкера.

В оппозицию этому мнению следует подчеркнуть следующие факты. Во-первых, нагнетание твердеющего раствора в породные стенки шпура при взрыве заряда ВВ является высокоскоростным процессом, протекающим за весьма короткий промежуток времени на скоростях 100 и более метров в секунду. При этом вязкость раствора, имеющая достаточно большое значение при статическом нагнетании в пустоты и трещины, при рассматриваемом взрывном нагнетании увеличивается на несколько порядков. То есть, значительно возрастает сопротивление нагнетанию раствора и соответственно пропорционально этому уменьшается глубина упрочнения приконтурного породного слоя. Происходит не глубинное упрочнение, а поверхностное омоноличивание породных стенок шпура раствором (в отдельных случаях – просто «осланцевание» породной поверхности шпура).

Во-вторых, повысить прочностные свойства приконтурной породной зоны можно только раствором, прочность которого при твердении выше прочно-

сти самой породы. Однако по указанной выше причине упрочненный породный слой имеет незначительную толщину и при действии радиальных напряжений со стороны анкера этот слой играет роль передающего нагрузку элемента из-за своей незначительной несущей способности. То есть, подавляющая часть радиальных напряжений от анкера через упрочненный приконтурный слой передается на неупрочненные породы, сопротивляемость которым нагрузкам гораздо ниже. Таким образом, главным элементом, определяющим прочностные свойства породных стенок шпура, снова становится неупрочненная порода и эффект низкой прочности закрепления анкера не устраняется.

В-третьих, раствор для сколь-нибудь существенного упрочнения приконтурного породного слоя должен быть весьма подвижен (ставится задача снижения его вязкости), то есть обладать высоким водоцементным отношением, при котором прочностные свойства песчано-цементного камня резко снижаются [172-175]. На практике сопротивление такого песчано-цементного камня сжатию не превышает 3-5 МПа, что предопределяет малую эффективность упрочнения породных стенок шпура, а, следовательно, и низкую прочность закрепления анкеров таким способом в слабых породах. Поэтому в случае, если прочность породы больше прочности песчано-цементного камня, введение промежуточного гораздо менее прочного слоя на контакте анкера с породой приводит к существенной потере его несущей способности.

Но если введение промежуточного слоя из твердеющего материала снижает несущую способность анкера по фактору прочности его закрепления в шпуре, то создание отверстий в анкере [171] для нагнетания цементно-песчаного раствора в приконтурный породный слой, во-первых, уменьшает поперечное сечение анкера, и, во-вторых, способствует образованию вокруг них концентраций напряжений при нагружении анкера растягивающими усилиями, что в конечном итоге снижает несущую способность анкера и по фактору прочности его материала. Поэтому наиболее целесообразным является второй путь, направленный на совершенствование ре-

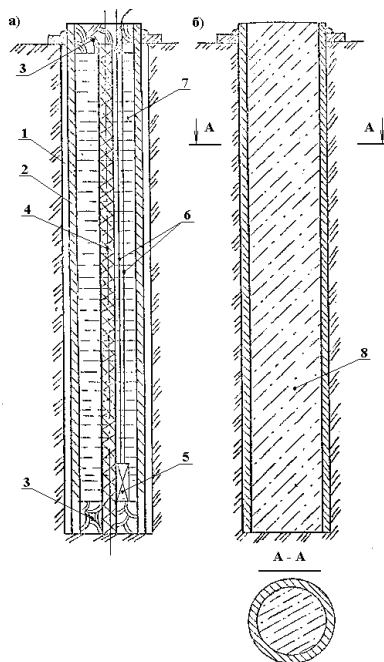


Рис. 13.3. Конструкция снаряженной взрывчатým веществом трубной заготовки (а) и трубчатого анкера ТА2 (б): 1 – шпур; 2 – трубная заготовка; 3 – глиняная пробка; 4 – детонирующий шнур ДША или ДШВ; 5 – электродетонатор; 6 – электропровода; 7 – наполнитель (песок, вода); 8 – расширяющийся при твердении раствор

снизает несущую способность анкера и по фактору прочности его материала. Поэтому наиболее целесообразным является второй путь, направленный на совершенствование ре-

жима силового взаимодействия системы «анкер-порода» путем введения во внутреннюю полость анкера материала с деформационными свойствами, обеспечивающими необходимое давление на внутреннюю его поверхность [126]. При этом в процессе нагружения анкера со стороны породного массива и появления осевых растягивающих напряжений его сужению в поперечном сечении будет препятствовать отвердевший материал во внутренней полости (рис. 13.3). Следовательно, падение радиальных напряжений на контакте с породными стенками шпура будет менее интенсивным (или отсутствовать вовсе), а, значит, в той или иной степени будет сохраняться как величина, так и площадь распределения касательных напряжений, определяющих прочность закрепления трубчатого анкера ТА2. В результате прочность закрепления трубчатых анкеров ТА2 в слабых породах повышается.

Поэтому наиболее целесообразным является второй путь, направленный на совершенствование режима силового взаимодействия системы «анкер-порода» путем введения во внутреннюю полость анкера материала с деформационными свойствами, обеспечивающими необходимое радиальное давление на внутреннюю его поверхность. Таким образом, внутреннюю полость анкера после его развальцовки в шпуре взрывом заряда взрывчатого вещества заполняют расширяющимся при твердении материалом (рис. 13.3), коэффициент объемного расширения которого определяется по формуле

$$Q_M = \frac{(1 + \mu_M)(1 - 2\mu_M)(d_{ш}^2 - d_1^2)}{d_1^2 E_M} \left\{ \mu\beta\sigma_T - R_{сж} \left[\frac{E}{E_{II}}(1 + \mu_{II}) + \frac{d_{ш}^2 + d_1^2}{d_{ш}^2 - d_1^2} - \mu \right] \right\},$$

где μ , μ_{II} и μ_M – соответственно коэффициенты Пуассона стали, породы и отвердевшего материала;

E , E_{II} и E_M – соответственно модули упругости стали, породы и отвердевшего материала;

d_1 и $d_{ш}$ – соответственно внутренний диаметр анкера и диаметр шпура;

β – коэффициент, учитывающий увеличение предела текучести материала анкера при ее развальцовке энергией взрыва;

$R_{сж}$ – длительный предел прочности породы при одноосном сжатии.

Повышение несущей способности трубчатого анкера в слабых породах достигается тем, что благодаря заполнению внутренней полости анкера после ее закрепления в шпуре расширяющимся твердеющим материалом предотвращается возможность поперечного сужения анкера при росте осевых нагрузок (выдергивающих анкер), а следовательно, и исключается возможность уменьшения радиальных давлений, действующих по контакту «анкер-порода», вследствие чего прочность закрепления анкера в шпуре сохраняется во времени неизменной и равной расчетной величине, что обеспечивает равнопрочность конструкции как по фактору разрыва материала анкера, так и по фактору его закрепления в шпуре при повышенной несущей способности в податливом режиме.

14. УПРОЧНЕНИЕ ПРИКОНТУРНЫХ ПОРОД ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК АНКЕРАМИ С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОМ

14.1. РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ ПОДАТЛИВОГО АНКЕРА С ЭЛАСТИЧНЫМ РАСПОРНЫМ ЗАМКОМ

На основе анализа современных конструкций анкеров и исследования их работы по упрочнению приконтурного породного массива в качестве самостоятельной крепи или в комбинации с другими типами крепей сформулированы основные требования к выбору рациональной конструкции податливого анкера, которые сводятся к следующему.

Во-первых, анкер должен обладать высокой прочностью закрепления в шпуре, в том числе и при его установке в слабых породах. При этом важно не допускать разрушения породных стенок шпура на контакте с анкером при его закреплении, что наиболее эффективно реализуется применением легко деформирующихся распорных втулок, повторяющих форму поверхности породных стенок шпура и создающих относительно равномерное давление на поверхность.

Во-вторых, анкер должен обладать требуемой податливостью, поскольку общеизвестно, что податливая крепь воспринимает меньшую нагрузку со стороны деформирующегося породного массива, чем жесткая крепь. Кроме того, следует разработать такую конструкцию анкера, которая работает в режиме постоянного сопротивления, что позволяет при требуемой податливости анкера не снижать величину его реакции и эффективно применять в комбинации с податливыми рамными крепями.

В-третьих, конструкция замка анкера должна предусматривать типоразмерный ряд по величине требуемой несущей способности в конкретных условиях его установки и оперативный переход без каких-либо существенных конструктивных изменений от одного типоразмера к другому.

В-четвертых, конструкция анкера должна предусматривать возможность его многократного использования, что позволяет снизить затраты на крепление горной выработки.

На базе сформулированных требований разработана конструкция анкера с эластичной распорной втулкой, приведенная на рис 14.1, которая состоит из несущего стержня 1 с резьбой и гайками 2 и 6 на обоих концах, опорной плиты 3, упорного кольца 4 с шайбой 5, эластичной втулки 7 со стопорными кольцами 8, разделенными на сегменты 9 щелями 10.

Распорный анкер устанавливают следующим образом. Перед установкой анкера в шпур производят монтаж его замка: на стержне 1 на контакте с упорным концом 4 размещают шайбу 5, далее устанавливают эластичную втулку 7 и навинчивают гайку 6 до контакта с верхним торцом эластичной

втулки. Собранный таким образом анкер вводят в шпур на проектную длину и ввинчивают стержень 1 в гайку 6, при этом стопорные кольца 8 контактируют с породными стенками шпура, предотвращая проворот эластичной втулки 7 с гайкой 6 относительно стенок шпура, благодаря чему осуществляют сжатие втулки и ее распор в шпуре. При вводе анкера в шпур воздух выходит из его призабойной части через щели 10. После закрепления в шпуре замка анкера на наружном конце стержня устанавливают опорную плиту 3 и закручиванием гайки 2 производят натяжение анкера до расчетной величины.

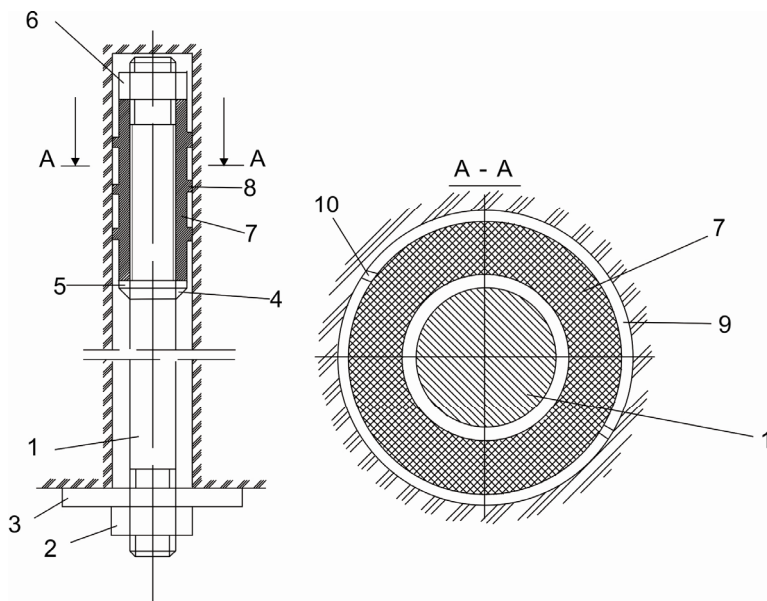


Рис. 14.1. Конструкция анкера с распорной эластичной втулкой

Распорный анкер работает следующим образом. При ввинчивании стержня 1 в гайку 6 эластичная втулка 7 сжимается в продольном направлении и расширяется в поперечном, прижимаясь своей наружной поверхностью к породным стенкам шпура, на контакте с которыми действуют радиальные напряжения σ_r , обуславливающие закрепление в шпуре замка анкера. Установка опорной плиты у устья шпура и предварительный распор анкера обеспечивает совместное деформирование упрочненных слоев породы, что повышает устойчивость выработки.

14.2. РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛАСТИЧНОГО 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 $N_1 = \pi(b^2 - a^2)\sigma_0$ со стороны деформирующегося породного массива, равных в пределе несущей способности анкера.

На эластичную втулку (рис. 14.2) на верхнем торце ($Z = 0$) приложены осевые усилия σ_0 , 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 решается в рамках линейной теории упругости с использованием основных уравнений осевой симметрии [111].

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r} \right) \sigma_r + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} - \frac{\sigma_r}{r} &= 0; \\ \left(\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r} \right) \tau_{rz} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0; \\ \sigma_r &= \frac{2\nu G}{1-2\nu} \left[\left(\frac{1-\nu}{\nu} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r} \right) U_z + \frac{\partial U_r}{\partial z} \right]; \\ \sigma_\theta &= \frac{2\nu G}{1-2\nu} \left[\left(\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1-\nu}{\nu} \frac{1}{r} \right) U_r + \frac{\partial U_z}{\partial z} \right]; \\ \sigma_z &= \frac{2\nu G}{1-2\nu} \left[\left(\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r} \right) U_r + \frac{1-\nu}{\nu} \frac{\partial U_z}{\partial z} \right]; \\ \tau_{rz} &= G \left(\frac{\partial U_z}{\partial r} + \frac{\partial U_r}{\partial z} \right), \end{aligned} \right\} \quad (14.1)$$

где σ_r , σ_θ , σ_z и τ_{rz} – соответственно нормальные радиальная, тангенциальная, осевая и касательные компоненты напряжений;

U_r и U_z – радиальная и осевая компоненты перемещений;

ν – коэффициент Пуассона;

G – модуль сдвига.

Перепишем систему (14.1) в матричном виде, разрешая ее по ∂z относительно переменных U_r , U_z , τ_{rz} и σ_z .

При этом каноническая форма имеет вид

$$\frac{\partial}{\partial z} \begin{pmatrix} U_r \\ \sigma_z \\ U_z \\ \tau_{rz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & -\frac{\partial}{\partial r} & \frac{1}{G} \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} r \\ -\frac{\nu}{1-\nu} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)G} & 0 & 0 \\ \frac{\nu G}{1-\nu} \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) & -\frac{\nu}{1-\nu} \frac{\partial}{\partial r} & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_r \\ \sigma_z \\ U_z \\ \tau_{rz} \end{pmatrix} \quad (14.2)$$

Предположим, что радиальное перемещение есть произвольная функция $U_r = U_r(r, z)$, тогда в выражении (14.2) опускаем последнюю строку и получаем

$$\left. \begin{aligned} \tau_{rz} &= G \left(\frac{\partial U_z}{\partial r} + \frac{\partial U_r(r, z)}{\partial z} \right); \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= -G \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} r \left[\frac{\partial}{\partial r} U_z + \frac{\partial U_r(r, z)}{\partial z} \right]; \\ \frac{\partial U_z}{\partial z} &= \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \frac{\sigma_z}{G} - \frac{\nu}{1-\nu} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} [r U_r(r, z)], \end{aligned} \right\} \quad (14.3)$$

и выражение для σ_r имеет вид

$$\sigma_r = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z + \frac{2G}{1-\nu} \left(\frac{\partial}{\partial r} \frac{\nu}{r} \right) U_r(r, z). \quad (14.4)$$

Преобразуем второе и третье уравнение системы (14.3), исключая

$$\sigma_z = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \frac{\partial U_z}{\partial z} + \frac{2\nu}{1-2\nu} G \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} [r U_r(r, z)], \quad (14.5)$$

получаем уравнение

$$\frac{\partial^2 U_z}{\partial z^2} + \omega^2 \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} r \frac{\partial U_z}{\partial r} = -\frac{1}{2(1-\nu)} \frac{1}{r} \frac{\partial U_z(r, z)}{\partial z}, \quad (14.6)$$

где $\omega^2 = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}$.

Поскольку материал эластичной втулки имеет модуль деформации на 2...3 порядка ниже модуля деформации породных стенок шпура, то последние с достаточной степенью обоснованности можно считать абсолютно жесткими в сравнении с эластичной втулкой. Тогда вполне логично положить $U_r(r, z) = 0$ и уравнение (14.6) преобразуется к виду

$$\frac{\partial^2 U_z}{\partial z^2} + \omega^2 \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} r \frac{\partial U_z}{\partial r} = 0. \quad (14.7)$$

Решение уравнения (14.7) выполним с использованием метода разделения переменных [176], представим его как

$$U_z = R(r)Z(z).$$

Тогда выражение (14.7) переписывается так

$$\frac{Z''}{Z} + \frac{\omega^2}{R} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} r \frac{dR}{dr} = 0. \quad (14.8)$$

В соответствии с методом [177] имеем по Z линейное однородное дифференциальное уравнение

$$\frac{Z''}{Z} = \lambda^2, \quad (14.9)$$

решением которого будет

$$Z = C_1 \operatorname{sh} \lambda z + C_2 \operatorname{ch} \lambda z, \quad (14.10)$$

где C_1 и C_2 – коэффициенты.

Уравнение по R имеет вид

$$\frac{1}{r} \frac{d}{dr} r \frac{dR}{dr} + \frac{\lambda^2}{\omega^2} R = 0, \quad (14.11)$$

а его решение записывается следующим образом [177]

$$R = C_3 J_0 \left(\frac{\lambda}{\omega} r \right) + C_4 K_0 \left(\frac{\lambda}{\omega} r \right), \quad (14.12)$$

где C_3 и C_4 – коэффициенты; J_0 и K_0 – функции Бесселя.

Окончательно общее решение уравнения (14.7) выразится так

$$U_z = (C_1 \operatorname{sh} \lambda z + C_2 \operatorname{ch} \lambda z) \left[C_3 J_0 \left(\frac{\lambda}{\omega} r \right) + C_4 K_0 \left(\frac{\lambda}{\omega} r \right) \right]. \quad (14.13)$$

Коэффициенты C_1 , C_2 , C_3 и C_4 определим из граничных условий, сформулированных в соответствии с расчетной схемой (см. рис. 14.2):

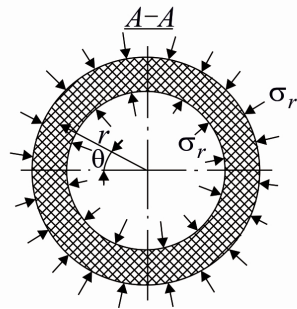
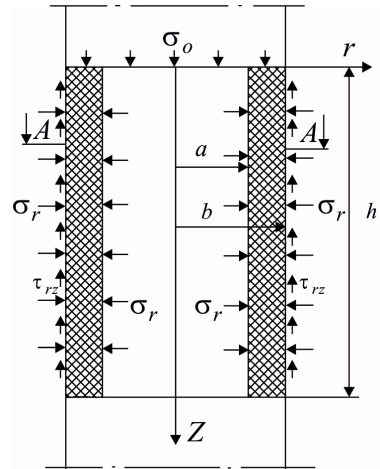


Рис. 14.2. Расчетная схема распорной эластичной втулки

$$\left. \begin{aligned} \text{при } z = 0 \quad \sigma_z = \sigma_0; \\ \text{при } z = h \quad \sigma_z = 0; \\ \text{при } z = a \quad \tau_{rz} = 0; \end{aligned} \right\} \quad (14.4)$$

Несмотря на то, что мы имеем для определения четырех коэффициентов три граничных условия, они нас вполне удовлетворяют, так как в ходе преобразований один из коэффициентов автоматически сокращается. В итоге приходим к трем выражениям, определяющим компоненты напряжений в эластичной втулке

$$\sigma_z = \sigma_0 \left(ch\lambda z - \frac{ch\lambda h}{sh\lambda h} sh\lambda z \right); \quad (14.15)$$

$$\sigma_r = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z; \quad (14.16)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\sigma_0}{\omega} \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \left(ch\lambda z - \frac{ch\lambda h}{sh\lambda h} sh\lambda z \right) \left[\frac{K_1\left(\frac{\lambda}{\omega} a\right)}{J_1\left(\frac{\lambda}{\omega} a\right)} J_1\left(\frac{\lambda}{\omega} r\right) - K_1\left(\frac{\lambda}{\omega} r\right) \right] \times \\ \times \left[\frac{K_1\left(\frac{\lambda}{\omega} a\right)}{J_1\left(\frac{\lambda}{\omega} a\right)} J_0\left(\frac{\lambda}{\omega} r\right) - K_0\left(\frac{\lambda}{\omega} r\right) \right]. \quad (14.17)$$

14.3. АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ЭЛАСТИЧНОГО ЗАМКА АНКЕРА

Основная задача анализа заключается в изучении особенностей распределения компонент напряжений, возникающих в эластичной втулке при приложении осевых усилий σ_0 , для создания методики расчета рациональных параметров распорного анкера.

На рисунке 14.3 приведены графики функций распределения осевых нормированной $\frac{\sigma_z}{\sigma_0}$ и касательной $\frac{\tau_{rz}}{\sigma_0}$ компонент напряжений по координате Z при длине втулки $h = 0,3$ м. Компонента σ_z изменяется от максимального 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. 14.3). Влияние указанных параметров учитывает в решении коэффициент λ , значения которого определяются на основе метода [140] при рассмотрении совместного деформирования контакта втулки с породными стенками шпура. На рис. 14.3 видно, что с увеличением модуля деформации 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.

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.

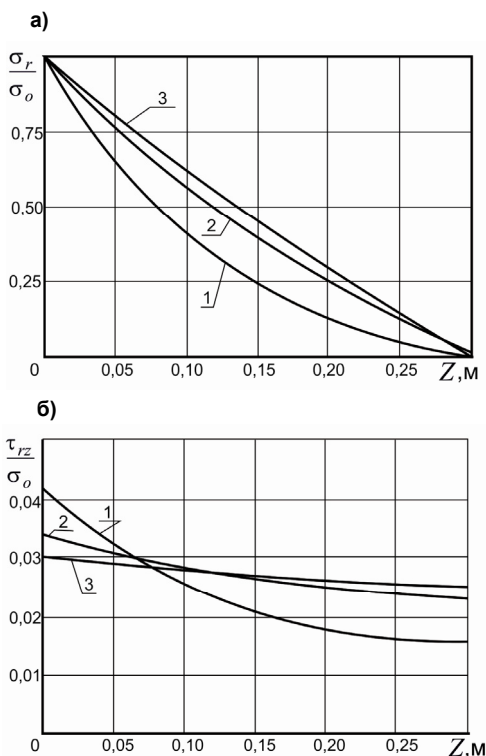


Рис. 14.3. Распределение осевых нормальной $\frac{\sigma_z}{\sigma_0}$ (а) и касательной $\frac{\sigma_{rz}}{\sigma_0}$ (б) компонент напряжений по длине h эластичной втулки: 1 – $E_{II} = 10^3$ МПа; 2 – $E_{II} = 10^4$ МПа; 3 – $E_{II} = 5 \times 10^4$ МПа

14.4. РАСЧЕТ РАСПОРНОГО АНКЕРА С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМККОМ

На основе анализа напряженного состояния распорной втулки определим несущую способность анкера по фактору прочности его закрепления в шпуре

$$N_1 = 2\pi b \int_0^h \tau_{rz}(Z) dz, \quad (14.18)$$

или

$$N_1 = 2\pi b (\tau_{rz})_{max} \int_0^h \varphi(Z) dz, \quad (14.19)$$

где $(\tau_{rz})_{max}$ максимум касательных напряжений, действующих по поверхности контакта распорной 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 нагруженном конце втулки, т.е. при $Z = 0$. Предельная величина $(\tau_{rz})_{max}$ определяется силами трения

$$(\tau_{rz})_{max} = \sigma_r f_{mp}, \quad (14.20)$$

где f_{mp} – коэффициент трения распорной 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

$$(\tau_{rz})_{max} = \sigma_{сж} f_{mp}, \quad (14.21)$$

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

При достижении касательными напряжениями τ_{rz} на нагруженном конце втулки величины, определяемой по формуле (14.21), 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

$$N_1 = 29,4b \sigma_{сж} f_{mp} \left[\frac{E_{II}}{G} (b^2 - a^2) \right]^{0,5} \left\{ 1 - \exp \left\{ -0,47h \left[\frac{G}{E_{II} (b^2 - a^2)} \right]^{0,5} \right\} \right\}, \quad (14.22)$$

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

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

$$N_2 = \frac{\pi d^2}{4} \sigma_T, \quad (14.23)$$

где d – диаметр несущего стержня;

σ_T – предел текучести материала несущего стержня.

Рациональная длина h распорной 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 (14.22) и (14.23), получаем выражение по расчету рациональной длины распорной втулки

$$h = -2,13 \left[\frac{E_{II}(b^2 - a^2)}{G} \right]^{0,5} \ln \left\{ 1 - 2,67 \times 10^{-2} \frac{d^2 \sigma_T}{b \sigma_{сж} f_{mp}} \left[\frac{G}{E_{II}(b^2 - a^2)} \right]^{-0,5} \right\}. \quad (14.24)$$

На рис. 14.4 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 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 распре-

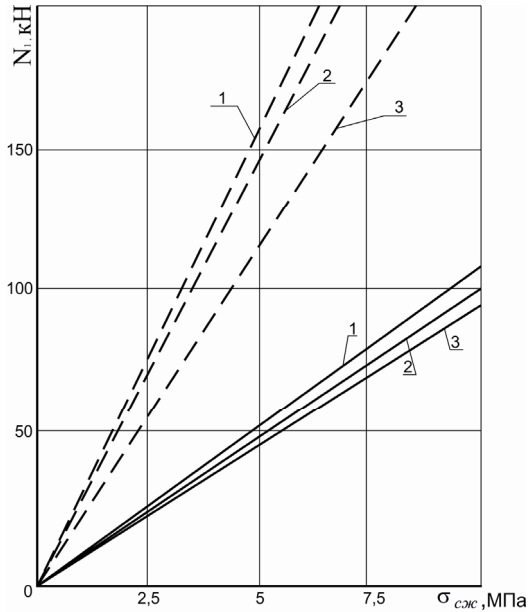


Рис. 14.4. Зависимость прочности закрепления N_1 анкера от величины сопротивления породных стенок шпура сжатию $\sigma_{сж}$: 1 – $\frac{E_{II}}{G} = 5 \cdot 10^3$;

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

— $h = 0,1$ м; - - - $h = 0,3$ м

делены по формуле (14.23) для $\sigma_r = \sigma_{сж}$.

ляются по длине втулки более равномерно (см. рис.14.3). Увеличение длины втулки h способствует возрастанию прочности закрепления анкера в шпуре.

Зависимость рациональной длины h распорной втулки, обеспечивающей равнопрочность анкера, от сопротивления сжатию $\sigma_{сж}$ породных стенок шпура приведена на рис.14.5. С возрастанием $\sigma_{сж}$ уменьшается необходимая

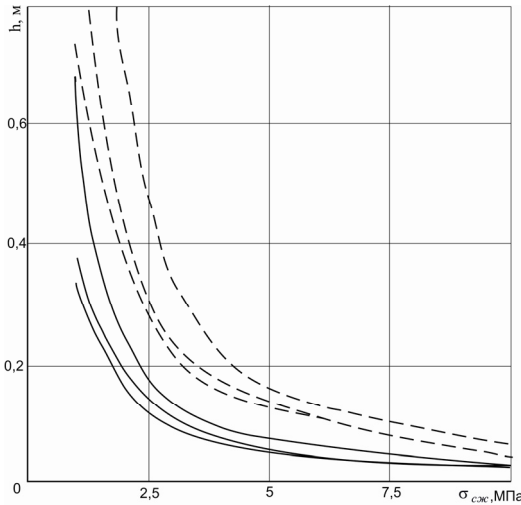


Рис. 14.5. Зависимость рациональной длины h распорной втулки от величины сопротивления породных стенок шпура сжатию

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

$$3 - \frac{E_{II}}{G} = 10^2 ; \text{ — } d = 20 \text{ мм} ; \text{ - - - } d = 28 \text{ мм}$$

длина h распорной втулки, что вполне закономерно, так как можно приложить большие радиальные напряжения на контакте и увеличить тем самым действующие на поверхности контакта касательные напряжения τ_{Tz} . Увеличение отношения $\frac{E_{II}}{G}$ приводит к уменьшению необходимой длины распорной втулки, поскольку при этом касательные напряжения τ_{Tz} 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 крепления N_1 анкера и уменьшения рациональной длины h распорной втулки ее следует изготавливать из легко деформируемого материала с малой величиной модуля сдвига G .

14.5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПАРАМЕТРОВ РАСПОРНОГО АНКЕРА

Целью экспериментальных исследований процессов взаимодействия разработанной конструкции распорного анкера с породным массивом является определение в натурных условиях его основных параметров (деформационно-силовой характеристики, несущей способности, рациональной длины втулки и т.п.), сравнение экспериментальных и расчетных зависимостей и выработка на этой основе метода расчета рациональных параметров распорного 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 (ш. «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 распорной 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, определяется по величине момента M_p распора втулки с помощью динамометрического ключа

$$\sigma_r = \frac{2M_p}{\pi(b^2 - a^2)} \left\{ d_1 \left[\frac{2t}{\pi(d_1 + d_2)} + 1,15f_1 \right] \left[1 - \frac{2,3tf_1}{\pi(d_1 + d_2)} \right]^{-1} + (a+b)f_1 \right\}^{-1}, \quad (14.25)$$

где M_p – момент распора эластичной втулки при установке анкера;

d_1 – диаметр несущего стержня по поверхности резьбы;

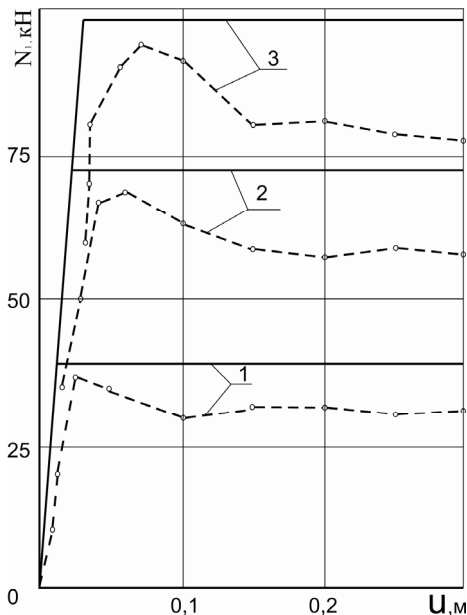


Рис. 14.6. Деформационно-силовая характеристика анкера с распорной втулкой при его закреплении в глинистом сланце ($\sigma_r = 2,0$ МПа): 1 – $h = 0,1$ м; 2 – $h = 0,2$ м; 3 – $h = 0,3$ м; — расчет; - - - эксперимент

t – шаг резьбы;

f_1 – коэффициент трения стали по стали.

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

На рис. 14.6 приведены деформационно-силовые характеристики анкера с распорной резиновой втулкой. На экспериментальных графиках четко прослеживается максимум реакции сопротивления анкера, который характеризует начало режима скольжения.

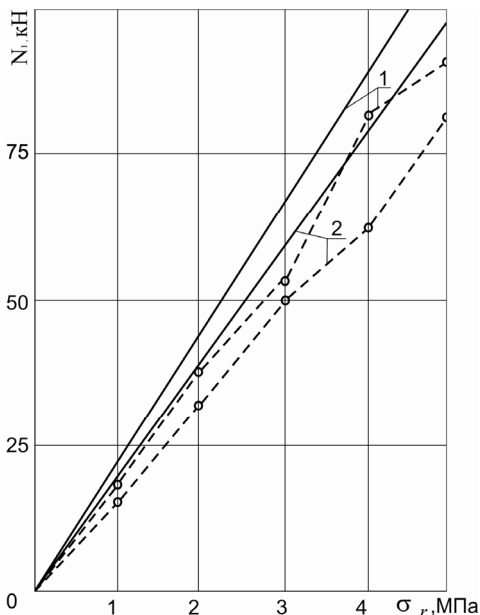


Рис. 14.7. Зависимость прочности закрепления N_1 анкера от радиальных напряжений σ_r , действующих по контакту распорной втулки с породными стенками шпура: 1 – песчаник

($E_{II} = 2,6 \cdot 10^4$ МПа); 2 – глинистый сланец

($E_{II} = 1,4 \cdot 10^3$ МПа);

— расчет; - - - эксперимент

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 [179], где испытывалась другая конструкция анкера с распорной резиновой 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 (14.22) по расчету прочности закрепления анкера в шпуре следует ввести (с некоторым запасом прочности) поправочный коэффициент 0,8.

На рис. 14.7 представлены зависимости реакции сопротивления анкера N_1 в режиме скольжения от величины распора втулки (характеризуемой

действующими по контакту радиальными напряжениями σ_r распора), закрепляемой в двух типах породы – песчанике и глинистом сланце.

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 распорных анкеров изучалось также влияние толщины стенки распорной 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 (рис. 14.8). Оказалось, что изменение внутреннего диаметра 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 распорной втулки в шпуре.

В целом проведенный комплекс шахтных исследований показал достаточную эффективность работы распорного 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).

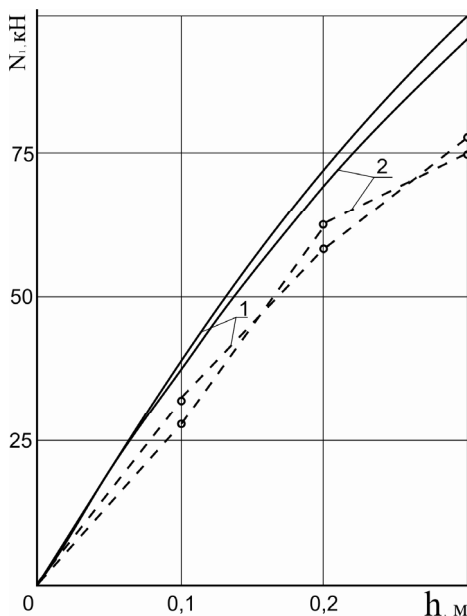


Рис. 14.8. Зависимость прочности закрепления N_1 анкера от длины h распорной втулки:
 — расчет; - - - эксперимент

14.6. ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ УСТАНОВКИ АНКЕРНОЙ КРЕПИ

Анализ напряженно-деформированного состояния крепей с анкерами позволил выявить особенности влияния анкеров на изменение поля напряжений в крепи. При этом изменение поля напряжений должно осуществляться в направлении снижения концентраций напряжения и достижения максимальной в данных условиях несущей способности крепи. Выполнение сформулированного основного требования базируется на следующем условии. В упрочненном породном приконтурном массиве необходимо с помощью анкеров преобразовать поле напряжений таким образом, чтобы повысить устойчивость породного объема в наиболее опасных (с наибольшей интенсивностью напряжений) областях.

Как видно из анализа, анкера создают радиальные напряжения сжатия σ_r в упрочненной породной оболочке, которые по существующим теориям резко повышают устойчивость элементарного породного объема, т.е. появляется возможность увеличения тангенциальной компоненты σ_θ без разрушения породного массива.

Следует отметить, что на повышение несущей способности упрочненной породной оболочки оказывает существенное влияние не только усилия натяжения анкеров, но и точки приложения этих усилий. Очевидно, что анкера целесообразно устанавливать в местах по периметру упрочненной оболочки в области максимумов приведенных напряжений.

Рациональные параметры установки анкеров (усилие натяжения N , равное в пределе несущей способности анкера, координаты установки верхних θ_1 и нижних θ_2 анкеров) определяются в следующей последовательности. Нагрузку на крепь [34] представим в виде

$$q(\theta) = q_0(1 + K \cos \theta), \quad (14.26)$$

что соответствует большинству случаев нагружения крепи и весьма существенно сокращает объем вычислений.

Для каждого фиксированного значения параметров N , θ_1 и θ_2 определяем по изложенной в работе [34] методике минимальную величину главного максимума приведенного напряжения σ . При этом значения данных параметров N , θ_1 и θ_2 будут являться рациональными. Далее методика корреляционно-дисперсного анализа устанавливает уравнения связи рациональных параметров установки анкеров со следующими параметрами: прочность породы на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$, коэффициент A , коэффициент неравномерности нагружения крепи K , активная длина анкеров l , шаг установки анкеров и рам L , толщина внутреннего слоя двухслойной крепи

(рамы) δ_2 , его модуль деформации E_2 , модуль деформации породы E_1 , радиус выработки в проходке r_2 .

Расчеты по приведенной методике позволили получить следующие уравнения.

Однослойная (анкерная) крепь

$$N = \frac{4,2}{A} 10^{-2} \left[4,76e^{-(K+1)} + 3,47 \right] \left\{ 1,63q_0(1+K) \left(\frac{r_2}{l} + 0,5 \right)^2 \times \right. \\ \left. \times \exp \left[0,02(K+1)^2 - 0,16(K+1) \right] \left[1,36 - \frac{1}{15,7^{-L} + 0,74} \right] - 0,5\sigma_{сж} \right\}; \quad (14.27)$$

$$\theta_1 = \frac{\pi}{8} (0,95 + 0,06K). \quad (14.28)$$

$$\theta_2 = \frac{\pi}{3} \left[1 + \frac{1}{3} \exp \left(-\frac{3,1}{K+1} \right) \right]. \quad (14.29)$$

Двухслойная (рамно-анкерная) крепь

$$N = \frac{4,2}{A} 10^{-2} \left[4,76e^{-(K+1)} + 3,47 \right] \left[1 - 0,37 \exp \left(-1,2 \frac{IE_1}{\delta_2 E_2} \right) \right] \left\{ 1,63q_0(1+K) \times \right. \\ \left. \times \left(\frac{r_2}{l} + 0,5 \right) \exp \left[0,02(K+1)^2 - 0,16(K+1) \right] \exp \left[-3,7 \frac{\delta_2}{l} \left(1 + e^{-31,5 \frac{E_1}{E_2}} \right) \right] \times \right. \\ \left. \times \left[1,36 - \frac{1}{15,7e^{-L} + 0,74} \right]^{-1} - 0,5\sigma_{сж} \right\}. \quad (14.30)$$

$$\theta_1 = \frac{\pi}{8} \left\{ 0,95 \left[1 - 0,55 \exp \left(-1,72 \frac{IE_1}{\delta_2 E_2} \right) \right] + 0,06K \right\} \quad (14.31)$$

$$\theta_2 = \frac{\pi}{2,1} \left[1 + 0,21 \exp \left(-0,88 \frac{IE_1}{\delta_2 E_2} \right) + \frac{1}{3} \exp \left(-\frac{3,1}{K+1} \right) \right]. \quad (14.32)$$

В выражениях (14.27) и (14.30) требуемое усилие N натяжения анкера измеряется в кН.

Уравнения (14.27)...(14.32) позволяют рассчитывать рациональные координаты θ_1 и θ_2 установки анкеров, а также требуемые усилия N натяжения анкеров (равное в пределе их несущей способности).

$$\text{Здесь } \delta_2 = 2\sqrt{1,5\frac{W_2}{L}},$$

где W – момент сопротивления поперечного сечения рамной крепи.

14.7. МЕТОД ВЫБОРА РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ РАСПОРНОГО АНКЕРА С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОН

На базе проведенных аналитических и экспериментальных исследований по изучению процессов взаимодействия разработанной конструкции распорного анкера с приконтурным породным массивом создан метод выбора рациональных параметров анкерной крепи, осуществляемый в следующей последовательности.

По формулам (14.27)...(14.29) определяются рациональные параметры N , θ_1 и θ_2 установки анкеров при упрочнении породного массива в качестве самостоятельной крепи и по формулам (14.30)...(14.32) в комбинации с другими типами крепей для конкретных горно-геологических и горнотехнических условий сооружения выработки.

По требуемой величине несущей способности N анкера рассчитывается диаметр несущего стержня.

$$d \geq 1,27\sqrt{\frac{N}{\sigma_T}}, \quad (14.33)$$

и выбирается ближайший больший стандартный диаметр стержня.

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

$$h \geq -2,13\left[\frac{E_{II}}{G}(b^2 - a^2)\right]^{0,5} \ln\left\{1 - 3,34 \times 10^{-2} \frac{d^2 \sigma_T}{b \sigma_{сж} f_{mp}} \left[\frac{G}{E_{II}(b^2 - a^2)}\right]^{0,5}\right\} \quad (14.34)$$

и выбирается ближайшее большее число секций распорной втулки.

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

$$M_p = \frac{\pi}{2} (b^2 - a^2) \sigma_{сж} \left\{ d_1 \left[\frac{2t}{\pi(d_1 + d_2)} + 1,15 f_1 \right] \times \right. \\ \left. \times \left[1 - \frac{2,3 t f_1}{\pi(d_1 + d_2)} \right]^{-1} + (a + b) f_1 \right\}. \quad (14.35)$$

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 (14.25).

15. ОПЫТНО-ПРОМЫШЛЕННЫЕ ИСПЫТАНИЯ ПОДАТЛИВОЙ АНКЕРНОЙ КРЕПИ

15.1. ВЫБОР И КОРРЕКТИРОВКА СОСТАВОВ РЕЗИН ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЭЛАСТИЧНЫХ ВТУЛОК ЗАМКА АНКЕРНОЙ КРЕПИ

Для решения задачи изготовления надежных и экономичных эластичных втулок замков анкерной крепи был проведен комплекс исследований по выбору рациональных составов резиновой смеси в лаборатории Днепропетровского института НИИЭМИ.

Таблица 15.1

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ РЕЗИН

Наименование показателей	ТЗ	ИРН-1348	ИРН-1347	7-3703	7-326	1-326/1	7-326/2	7-326/3
Условная прочность при растяжении, МПа	8,0	12,3	16,7	15,2	17,6	15,0	13,3	18,0
Относительное удлинение при разрыве, %	200	300	550	330	440	360	450	400
Твердость по Шору, А, не более	50±5	70	57	75	68	69	51	55
Эластичность по отскоку, %, не менее	25	38	41	48	48	36	50	39
Изменение показателей после старения в воздухе в ненапряженном состоянии: – условной прочности при (70+1) °С в течение (168+1) ч, %, не более; – относительного удлинения при температуре (70+1) °С в течение (168+1) ч, %, не более	минус 50 минус 50	минус 15,1 минус 39,4	минус 15,7 минус 40,1	минус 14,5 минус 21,1	минус 10,22 минус 9,09	минус 6 минус 27,7	минус 5 минус 8,3	минус 10 минус 12
Относительная остаточная деформация после старения в воздушной среде при сжатии 25% при (70+1) °С в течение 24 ч, %, не более	30	40	40	35	21	21	19	22
Температурный предел хрупкости, °С	-	-55	-63	-60	-77	-77	-80	-79

На первом этапе был осуществлен выбор и опробование серийных резин ИРН-1348, ИРН-1347, 7-3703, 7-326. Для этих типов представлены следующие физико-механические показатели: упруго-прочностные характеристики

по ГОСТ 270-75, твердость по ГОСТ 263-75, эластичность по отскоку по СТСЭВ 10-74, изменение физико-механических показателей после старения в воздухе в ненапряженном состоянии по ГОСТ 9.024-74, относительная остаточная деформация после старения в воздушной среде при относительной деформации сжатия 25% и температуре $70 \pm 1^\circ$ в течение 24 часов по ГОСТ 9.029-74.

Результаты испытаний приведены в таблице 15.1, из которой видно, что все выбранные резины превосходят требования ТЗ по условной прочности при растяжении и относительному удлинению, а резина 7-326 превосходит остальные по эластичности, тепловому старению и накоплению относительной остаточной деформации сжатия в воздухе.

Поэтому резина 7-326 была выбрана в качестве базовой серийной резины для изготовления эластичной втулки замка анкерной крепи.

С целью снижения твердости доработана рецептура серийной резины 7-326 путем уменьшения содержания техуглерода. Для откорректированных составов резин 7-326/1, 7-326/2, 7-326/3 также определены физико-механические характеристики, которые приведены в таблице 15.1.

Проведенные исследования показали, что по величине условной прочности, относительному удлинению, твердости, эластичности резина 7-326/2 превосходит остальные марки и полностью соответствует требованиям ТЗ.

Поэтому на основании проведенных испытаний для изготовления эластичных втулок замка анкерной крепи была выбрана резина марки 7-326/2.

Для серийного изготовления эластичных втулок замка анкера разработаны и утверждены технические условия ТУ 38Д 405738-91.

Для резины типа 7-326 по ТУ 38005295-88 разработаны рецептурная (таблица 15.2) и режимная (таблица 15.3) карточки, а также технологическая карта (таблица 15.4).

Таблица 15.2

РЕЦЕПТУРНАЯ КАРТОЧКА

№ п/п	Наименование ингредиентов	Нормативно-техническая документация на ингредиенты	Навеска на вальцы, г		Вид обработки
			12 ^о	26 ^о	
1	СКИ-3	ГОСТ 14925-79	370,5	926,90	Без обработки
2	СКД	ГОСТ 14924-75	247,16	618,0	-«-
3	Сера	ГОСТ 127-76	6,18	15,45	-«-
4	Сульфенамид Ц	ТУ 6.14.368-77	7,41	18,53	-«-
5	ZnO	ГОСТ 202-84	30,89	77,23	-«-
6	Диафен ФП	ТУ 6.14.817-81	6,17	15,43	-«-
7	Нафтам-2	ГОСТ 39-79	6,17	15,43	-«-
8	Техуглерод П-324 (ПМ-75)	ГОСТ 7885-86	463,42	1158,55	-«-
9	Рубракс		18,53	46,33	-«-
10	Масло ПН-6	ОСТ 3001131-77	30,89	77,23	-«-
11	Стеариновая кислота	ГОСТ 6484-64	12,35	30,90	-«-
Итого:			1200	3000	

Таблица 15.3

РЕЖИМНАЯ КАРТОЧКА

№ п/п	Порядок введения ингредиентов	Продолжительность операции, мин
1	Роспуск каучука СКИ-3	2
2	Роспуск каучука СКД	1
3	Смешение каучуков	2
4	Введение диафена, нафтама	2
5	Введение сульфенамида Ц	2
6	Введение стеарина, ZпО	3
7	Введение рубракса	2
8	Введение П-324+ПН-6 после ввода ½ сажи	10
9	Введение серы	2
10	Перемешивание и пропуск на тонкую 3-4 раза	3
Общее время		29+3

Таблица 15.4

РЕЖИМ СМЕШЕНИЯ

№ п/п	Основные данные режима смешения	Вальцы	
		26"	12"
1	Температура в начале смешения, °С		
	– переднего валька	50-60	
	– заднего валька	45-55	
2	Отношение скоростей валков	1:1,33	1:1,27
3	Способ охлаждения смеси	воздушный	
4	Время вылежки смеси перед вулканизацией	не менее 16 часов	

**ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА
ПРОИЗВОДСТВО ВТУЛКИ ЭЛАСТИЧНОЙ ПО ТУ 38Д405738-91**

Материалы и полуфабрикаты	Наименование	Обозначение	Примечание
	Резиновая смесь	7-60-326	ТУ 38005295-88

Форма, размеры и вес заготовки. Две пластины:

шириной – 40±2,5 мм
 длиной – 100±4 мм
 толщиной – 9-0,5 мм
 массой – 90±6 гр.

Вулканизация	Время, мин	Давление пара, атм.	Температура плит, °С	Усилие прессования на 1 пресс-форму, т	Давление, МПа	Габарит плит пресса, мм	Пресс-форма	
							Габарит, мм	Количество мест
	15		151±3	40-70	10-13	600х600	480х520	6

Произвести 2-3 подпрессовки нарастающим давлением.

ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ОПЕРАЦИЙ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ

№ п/п	Наименование	Нормы контроля и основной режим	№№ чертежей приспособл.
1	Разогреть резиновую смесь на вальцах ПД 630 315/315 Разогретую резиновую смесь снять листом калибром 9 мм	Температура валков, °С: – переднего валка 60-70 °С, – заднего валка 55-60 ТР2048, р.5, п.2. Время разогрева 5-2 мин. Загрузка на вальцы не более 8 кг	вальцы
2	Вырезка заготовок из вальцованного листа по шаблону. Вылежка заготовок до вулканизации не менее 1 часа и не более 1 суток	Раздел технологической карты «Форма, размеры и вес заготовки» ТР2048, р.5	штанец 100x40
3	Вулканизация деталей	Раздел технологической карты «Вулканизация». Нагрев прессформ до температуры вулканизации не менее 20 мин. ТР2048. р.5, п.6, п.6.1.1, р.6, п.3, п.3.3	пресс-форма черт. ДН07.4017.00СБ
4	Обработка деталей	Вручную ТР2048, р.5, п.7, р.6, п.4	нож
5	Разбраковка деталей	На соответствие требованиям ТУ 38Д405738-91	ТУ 38Д405738-91

Документация на сдачу ТУ 38Д405738-91 «Втулка эластичная замка анкерной крепи».

15.2. ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ И ГОРНОТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ИСПЫТАНИЙ АНКЕРНОЙ КРЕПИ С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОВ

Испытания и внедрение анкерной крепи с затяжкой кровли металлической сеткой проводились на шахте «Заря» ГХК «Торезантрацит» при прохождении наклонного квершлага N 2 с пласта H_7 на пласт H_6 «Гольштейновский», на шахте «Юбилейная» ГХК «Павлоградуголь» при отработке лавы N551 пласта C_6 в 553 выемочном штреке гор. 225 м и на шахте «Миусская» ПО «Снежноантрацит» при креплении бортового ходка N14 пласта H_7 «Кашеевский».

Шахта «Заря». Наклонный квершлаг N2 проводился буровзрывным способом снизу вверх под углом $24 - 25^\circ$ для улучшения проветривания горных выработок пласта H_6 . Вмещающие породы: сланец песчаный мощностью 26 м ($f = 7 - 8$), песчаник мощностью 102 м ($f = 12 - 14$) и сланец песчаный мощностью 2 м ($f = 7 - 8$).

Длина наклонного квершлага составляла 134 м, из которых 44 м в нижней его части было закреплено металлической рамной крепью АПЗ из спецпрофиля СВП, сечением в свету 9,2, с железобетонной затяжкой и плотностью установки рам 1,25 р/м, а 90 м уклона крепились анкерной крепью с металлической сеткой по кровле. Анкеры применялись двух типов: с распорным металлическим замком и распорной эластичной втулкой. Бурение шпуров осуществлялось пневмоперфоратором типа ПП–54. Уборка породы осуществлялась скрепером на конвейер СП–202.

Шахта «Юбилейная». Бортовой штрек №553 проходил по пласту C_6 со смешанной подрывкой комбайновым способом, крепь АПЗ сечением в свету 11,2 м². Плотность установки рам 1,25 р/м, вмещающие породы – слои глинистого и песчанистого сланцев с коэффициентом крепости $f = 2-4$. Анкерная крепь устанавливалась для повышения устойчивости выработки с целью повторного использования 553 штрека для подготовки смежной лавы после отработки на всю длину столба лавой №551, позади которой штрек охранялся по схеме «угольный массив–угольные целики 2х3м, выработанное пространство».

Шахта «Миусская». Испытания анкерной крепи проводились в бортовом ходке №14, который проводился по пласту H_7 «Кашеевский» с нижней подрывкой песчанистого сланца. Непосредственная и основная кровля пласта – песчаник темно-серого цвета, коэффициент крепости которого $f = 10-12$, мощность 14-18 м. В почве пласта залегает песчанистый сланец: крепость – $f = 6-8$, мощность 4-5,5 м. Угол падения пласта H_7 равен 5° . Бортовой ходок №14 пройден на глубине 450-610 м от поверхности. Сечение выработки в свету 8,35 м², в проходке – 11,3 м². Первоначально ходок крепился неполным дверным окладом состоящим из железобетонных стоек и металлического верхняка конструкции ДонУГИ. В период установки анкеров ходок перекреплялся впереди лавы с установкой крепи АПЗ сечением в свету 8,6 м² с расстоянием между рамами 0,9 м. Для повышения устойчивости бортового ходка №14 и его повторного использования для отработки смежного столба впереди лавы №1 на расстоянии 40-60 м в боках выработки устанавливались анкеры длиной 1,5 м в промежутках между рамами и соединялись с последними бывшими в употреблении стальными канатами диаметром 16-22 мм. Анкеры применялись с диаметром стержня 20-28 мм и распорными металлическими и резиновыми замками. Бурение шпуров производилось колонковым сверлом типа ЭБГП-1 вращательного действия, которое жестко крепилось на специальной раме двумя стойками ГСК.

15.3. ИСПЫТАНИЕ АНКЕРОВ НА ШАХТЕ «ЗАРЯ»

Методика испытаний. Испытания анкерной крепи преследовали две цели: во-первых, установить эффективность работы новой конструкции анкера с распорным эластичным замком по сравнению с широко применяемыми анкерами с распорным металлическим замком типа АД конструкции ДонУГИ; во-вторых, определить степень достоверности разработанного метода выбора рациональных параметров установки анкеров (сетки армирования) по контуру выработки.

Основным критерием, оценивающим эффективность работы новых анкеров и метода выбора их рационального расположения, являлся такой интегральный параметр, как смещение породного контура.

Эпюра смещения породного контура определялась для трех вариантов упрочнения приконтурного породного массива: первый – установка анкеров с распорным металлическим замком типа АД по принятому на шахте паспорту крепления квершлага, второй – установка анкеров с распорными резиновыми втулками по той же схеме расположения анкеров, третий – установка анкеров с распорными резиновыми втулками по предполагаемой сетке армирования, рассчитанной по формулам (14.28) и (14.29).

Для каждого из трех вариантов упрочнения пород кровли с помощью анкеров были установлены по три реперные станции с интервалом между ними 6 м. Таким образом, всего было оборудовано 9 реперных станций.

Шаг установки анкеров вдоль оси выработки – $L = 1,2$ м; диаметр несущего стержня анкера – $d = 24$ мм; длина резиновой втулки – $R = 0,1$ м; наружный радиус втулки – $\epsilon = 20$ мм; внутренний – $a = 14$ мм; момент распора втулки $M_p = 15$ Нм, при котором достигается несущая способность анкера порядка $N_1 = 75 - 85$ кН, то есть величина несущей способности анкера с распорной резиновой втулкой соответствовала величине несущей способности анкера с распорным металлическим замком (базовый вариант). Для проведения данных испытаний было закреплено 48 м выработки новыми конструкциями анкеров с распорными резиновыми втулками (по 24 м выработки для второго и третьего вариантов установки анкеров), при этом было установлено 168 анкеров с распорными резиновыми втулками. Наблюдения проводились в течение 6 месяцев вплоть до полного затухания процесса смещения породного контура.

Анализ эпюр смещений позволил установить следующее. Смещения породного контура практически одинаковы при установке анкеров с распорным металлическим замком АД и распорной резиновой втулкой по базовому варианту. Разница в смещениях контурных реперов для исследуемых конструкций анкеров не превышает, как правило, 5-15%. Это показывает, что при равной несущей способности двух конструкций анкеров достигается примерно одинаковый упрочняющий эффект приконтурных пород и эффективность работы этих анкеров соответствует друг другу. Смещение упрочнен-

ных пород на глубине 1,5 м, составляют порядка 34-40% от величины смещений породного контура.

При установке анкеров с распорной резиновой втулкой по предлагаемому варианту наблюдается существенное снижение величины смещений, как породного контура, так и породного слоя на глубине 1,5 м (см. рис. 15.1). В центре свода смещения породного контура снижаются всего на 15-25%, что объясняется большим расстоянием между анкерами по предлагаемому варианту, чем по базовому, тем не менее рациональные параметры установки анкеров все же обеспечивают снижение смещений в центре свода выработки. Наиболее существенное снижение смещений породного контура отмечены для остальных реперов, располагаемых в кровле и боках выработки, где наблюдается уменьшение вертикальных смещений в 1,6-2,2 раза и боковых – в 2,3-2,8 раза.

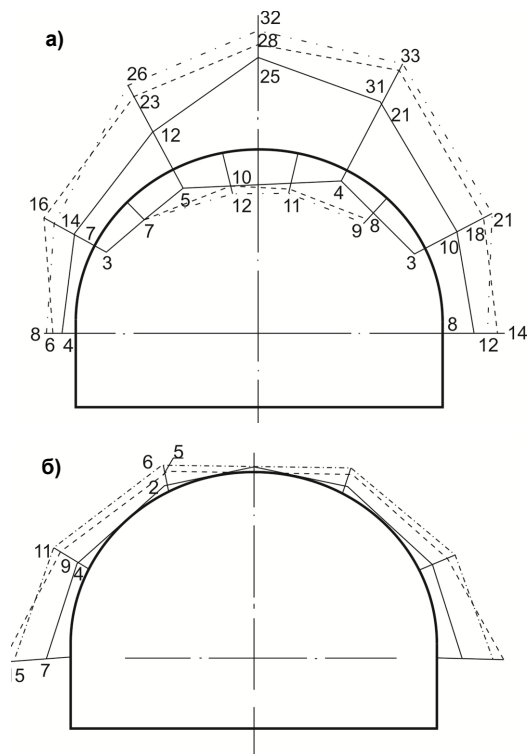


Рис 15.1. Эпюры смещений контурных и глубинных реперов в вертикальном (а) и горизонтальном (б) направлениях:
 - · - · - базовый вариант расположения анкеров с распорным металлическим замком (мм);
 - - - - базовый вариант расположения анкеров с распорной резиновой втулкой (мм);
 ———— предлагаемый вариант расположения анкеров с распорной резиновой втулкой (мм)

Аналогичная картина имеет место и для глубинных реперов.

Полученные результаты свидетельствуют о том, что анкера с рациональными параметрами установки, рассчитанными по формулам (14.28) и (14.29), позволяет создать упрочненный приконтурный породный слой большой несущей способности, в связи с чем он может более эффективно ограничивать смещения породного контура.

15.4. ИСПЫТАНИЕ И ВНЕДРЕНИЕ АНКЕРОВ НА ШАХТЕ «ЮБИЛЕЙНАЯ»

Методика испытаний. Испытания анкерной крепи с эластичным замком были проведены на

шахте «Юбилейная» в 553 выемочном штреке горизонта 225 м. Штрек был закреплен рамами из спецпрофиля СВП-27 с шагом установки $L = 0,8$ м.

Внутренний радиус свода верхняка рамы $r = 2,32$ м, высота прямолинейной части стойки $H = 0,9$. Выемочный штрек проведен с верхней и нижней подрывкой пород, вмещающий угольный пласт; при этом высота бермы штрека составляла в среднем 1,2-1,3 м. Для усиления рамной крепи в зоне влияния очистных работ и обеспечения возможности использования штрека для отработки соседнего выемочного столба устанавливались анкера с распорной резиновой втулкой с опережением очистных работ на 40-60 м. Анкера соединяли с рамой с помощью каната (обычно бывшего в употреблении) и при создании натяжения анкер через канат воздействовал на раму, повышая ее устойчивость. Диаметр несущего стержня анкера – $d = 20$ мм; длина резиновой втулки – $h = 0,1$; наружный радиус втулки – $e = 20$ мм; внутренний – $a = 14$ мм; Рациональные координаты установки анкеров в конструкции рамно-анкерной крепи определялись для двухслойной крепи по формулам (14.31) и (14.32).

Анализ результатов проведенных исследований позволил сделать следующие выводы. При установке только рамной крепи в выемочном штреке развиваются довольно значительные смещения породного контура выработки, которые в несколько раз превышают величины податливости трехзвенной крепи АП-3. Наиболее интенсивно прирост смещений происходит на участке от 16 м впереди лавы до 16 м позади лавы. Далее интенсивность роста смещений уменьшается и с увеличением расстояния до прошедшей лавы величина смещений в определенной степени стабилизируется.

Следует также отметить, что величина сближения кровли и почвы штрека со стороны выработанного пространства (например, при установке только рамной крепи $U = 1440$ мм) больше, чем по центру выработки (1310 мм) и тем более выше, чем со стороны целика угля (1040 мм). Это в первую очередь объясняется неравномерным характером пучения почвы выработки по ее ширине. Даже визуально четко прослеживается значительно большая величина пучения почвы со стороны выработанного пространства. Имеет место также значительное смещение боков выработки, величина которого достигает 570 мм. При этом стойки рамы пластически деформируясь, смещаются в сторону вертикальной оси выработки, форма рамы становится менее устойчивой и ее несущая способность резко падает.

При установке рамно-анкерной крепи величина сближения кровли и почвы, а также боков выработки существенно уменьшилась, в среднем в 1,6-1,7 раза.

Таким образом, предлагаемый вариант установки анкеров в конструкции рамно-анкерной крепи, рассчитанный по разработанной методике, является наиболее эффективным, и способствует повышению несущей способности комбинированной крепи и устойчивости выработки в целом.

15.5. ИСПЫТАНИЯ АНКЕРОВ НА ШАХТЕ «МИУССКАЯ»

Широкие шахтные испытания анкерной крепи были проведены на шахте «Миусская» в 14 бортовом ходке при отработке 1-й восточной лавы прямым ходом. Первоначально ходок был закреплен трапециевидной крепью, состоящей из железобетонных стоек и металлического верхняка конструкции ДонУГИ, затяжка боков и кровли выработки – деревянная. Поскольку 14-й бортовой ходок было решено повторно использовать для отработки смежного столба и в последующем – в качестве вентиляционной выработки для проветривания нижележащих участков шахтного поля, при перекреплении ходка впереди 1-й восточной лавы одновременно с возведением арочной металлической крепи типа АПЗ устанавливались также анкера для упрочнения пород бермы 1-й восточной лавы и повышения устойчивости крепи АПЗ. Механическая связь анкеров с рамами и между собой также осуществлялась с помощью стальных канатов диаметром 16...22 мм. Общий вид 14-го бортового ходка, закрепленного рамно-анкерной крепью, приведен на рис. 15.2.

Шахтные наблюдения за состоянием выработки включали инструментальные измерения смещений боковых пород и технико-экономический анализ затрат на крепление и поддержание экспериментального и базового участков ходка.

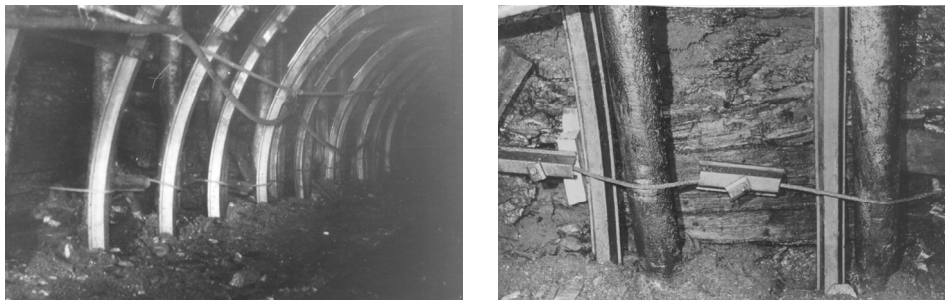


Рис. 15.2. Общий вид 14-го бортового ходка шахты «Миусская», закрепленного рамно-анкерной крепью

На рис. 15.3 представлены графики сближений боковых пород ходка в зоне влияния очистных работ, из данных которых следует, что сближения боковых пород весьма существенно отличаются при разных типах крепления ходка. Например, на расстоянии 100 м позади забоя лавы суммарные сближения почвы и кровли при креплении ходка крепью АПЗ составляют более 1000 мм, сближения боков – 670 мм, а при креплении рамно-анкерной крепью и том же способе охраны, соответственно, 760 мм и 250 мм, т.е. сближения пород почвы и кровли уменьшились в 1,3 раза, а боков – в 2,65 раза. При этом, как видно из рис. 15.2, общее состояние рамно-анкерной крепи удовлетворительное.

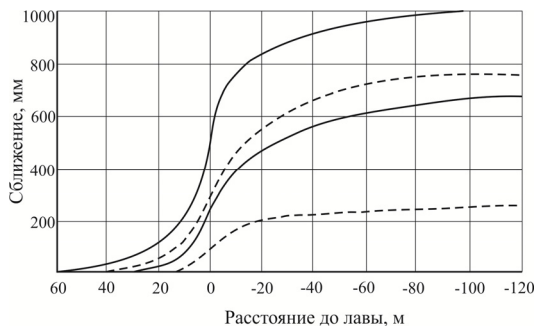


Рис. 15.3. Графики смещения кровли (1) и боков (2) в зависимости от расстояния до лавы в 14-ом бортовом ходе шахты «Миусская»: — — — экспериментальный участок, закрепленный рамно-анкерной крепью; — базовый участок, закрепленный рамно-анкерной крепью;

ВЫВОДЫ

1. Разработан метод расчета рациональных параметров анкера с эластичным замком. Анализ напряженно-деформированного состояния эластичного замка позволил сделать вывод о целесообразности применения легкодеформирующихся материалов для изготовления эластичного замка анкера. На основе данных исследования физико-механических свойств серийных резин установлено, что по величине условной прочности, относительному удлинению, твердости, эластичности и другим параметрам в наибольшей степени для изготовления резиновых распорных втулок анкеров подходит резина марки 7-326, которая выбрана базовой и доработана рецептура ее состава путем уменьшения содержания техуглерода (резина 7-326/2), обеспечивающего снижение ее твердости и уменьшение тем самым усилия при распоре втулки анкера в шпуре.

2. Шахтными испытаниями установлено, что разработанная конструкция анкера с распорной резиновой втулкой по эффективности упрочнения приконтурных пород выработки не уступает широко применяемым анкерам типа АД с распорной металлической втулкой, но отличается возможностью регулирования несущей способности в широком диапазоне. При установке анкеров по предполагаемому варианту существенно снизились смещения породного контура выработки (в кровле — в 1,2-2,2 раза, в боках — в 2,3-2,8 раза), что указывает на целесообразность использования разработанного метода расчета рациональных параметров установки анкеров как самостоятельной крепи, так и рамно-анкерной.

3. Разработка конструкции анкера с распорным резиновым замком, который, как показал комплекс шахтных исследований, выгодно отличается от широко применяемых типов анкеров возможностью оперативного регулирования прочности закрепления анкера в шпуре, а также работой анкера в режиме практически постоянного сопротивления с большой величиной податливости.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
СПРАВОЧНЫЕ СВЕДЕНИЯ О МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВАХ
УГЛЕВМЕЩАЮЩЕЙ ТОЛЩИ ПОРОД ЗАПАДНОГО ДОНБАССА

Таблица А.1

**А.1. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК
 ПОЛНОЙ ДИАГРАММЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ПОРОД**

Тип горной породы	Параметры			
	$\sigma_{сжi}^{K,II}$, МПа	$(\sigma_{сжi}^{K,II})^0 / \sigma_{сжi}^{K,II}$	$E_i^{K,II} \cdot 10^4$, МПа	$M_i^{K,II} / E_i^{K,II}$
Глинистый сланец	8...25	0,10...0,25	0,2...1,0	0,5...1,7
Песчано-глинистый сланец	15...45	0,08...0,20	0,4...1,5	1,0...3,0
Песчаный сланец, песчаник	25...55	0,05...0,15	0,8...2,0	2,0...5,0

Таблица А.2

**А.2. ОБОБЩЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ
 БЛИЗЛЕЖАЩИХ ПОРОДНЫХ СЛОЕВ ВОКРУГ ПЛАСТОВЫХ
 ВЫРАБОТОК ШАХТ ЗАПАДНОГО ДОНБАССА**

Шахта	Пласт	Сопротивление сжатию в образце, МПа		
		Первый породный слой кровли, $\sigma_{сж1}^K$	Второй породный слой кровли, $\sigma_{сж2}^K$	Первый породный слой почвы, $\sigma_{сж1}^II$
«Терновская»	C_8^H	15...20	20...25	8...15
	C_8^H	20...22	20...30	25...30
	C_5	18...22	20...25	15...20
	C_4^H	25...40	15...25	15...20
«Степная»	C_6	18...23	40...55	20...30
	C_6^I	20...22	22...30	23...28
«Юбилейная»	C_6	28...32	30...35	25...30
	C_6^I	15...25	25...35	25...35
«Павлоградская»	C_6	15...25	15...25	15...25
	C_6^I	10...15	10...15	15...25
«Самарская»	C_5	15...20	15...30	15...20
	C_4	10...20	15...20	15...30
	C_1	10...15	25...30	10...15

Продолжение таблицы А.2

Шахта	Пласт	Сопротивление сжатию в образце, МПа		
		Первый породный слой кровли, $\sigma_{сж1}^K$	Второй породный слой кровли, $\sigma_{сж2}^K$	Первый породный слой почвы, $\sigma_{сж1}^П$
«Западно-Донбасская»	C_{10}^6	15...20	20...30	25...30
	C_8^6	10...15	15...20	8...15
	C_8^H	15...20	20...25	8...15
«Имени Н.И. Сташкова»	C_{10}^6	15...20	20...30	25...30
	C_6	20...25	35...45	20...30
	C_5	15...20	20...30	15...20
«Благодатная»	C_5	15...20	15...25	15...20
	C_4	10...20	15...20	15...25
«Днепровская»	C_{10}^6	15...20	20...25	15...20
	C_8^6	15...20	20...25	15...20
	C_8^H	15...20	15...20	15...20
«Имени Героев Космоса»	C_{11}	15...20	15...20	15...20
	C_{10}^6	8...12	10...15	8...12
	C_9	8...10	8...15	8...10

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

**СЕЧЕНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК, ЗАКРЕПЛЕННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ
КРЕПЬЮ КШПУ-9,5...20,2 ПО ТУ У29.5-00179051-001-2003 (РАЗРАБОТАНЫ
И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ ОАО «ПАВЛОГРАДУГОЛЬ»)**

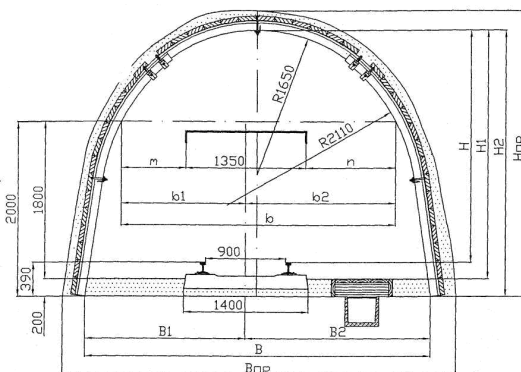


Рис. Б.1. Однопутевая выработка с одним проходом на прямом участке и на закруглении КШПУ-9,5

Показатели, мм		на прямом участке								H	H ₁	H ₂
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁	B ₂			
в свету	до осадки	650	1085	3085	1325	1760	3880	1722	2158	2650	2840	3040
	после осадки											
	вне зоны ВОР	580	1015	2945	1255	1690	3760	1662	2098	2550	2740	2940
	в зоне ВОР	450	885	2685	1125	1560	3630	1597	2033	2350	2540	2740

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							Дерево, м ³
		Расход							
		металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
шт.	м ³			шт.	м ³				
22	1,0	252,5	252,5	18	0,18	24	0,24	0,036	
	1,25	249,1	311,4	23	0,18	30	0,24	0,038	
	2,0	244,0	488,0	18	0,18	24	0,24	0,046	
27	1,0	303,5	303,5	18	0,18	24	0,24	0,036	
	1,25	300,1	375,1	23	0,18	30	0,24	0,038	
	2,0	295,0	590,0	18	0,18	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
		вне зоны ВОР	в зоне ВОР			
22	3500	4520	11,8	10,5	9,7	8,9
27	3513	4546	11,9	10,5	9,7	8,9

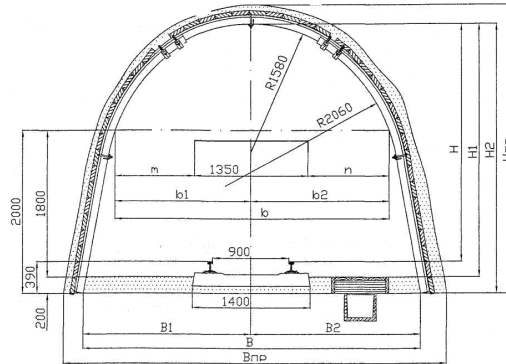


Рис. Б.2. Однопутевая выработка с одним проходом на прямом участке и на закруглении КШПУ-10,5

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	965	965	3280	1640	1640	4050	2025	2025	2910	3100	3300	
	после осадки	вне зоны ВОР	895	895	3140	1570	1570	3930	1965	1965	2810	3000	3200
	в зоне ВОР	765	765	2880	1440	1440	3800	1900	1900	2610	2800	3000	

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
 ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		Расход							
		металла, кг		ж/б затяжки				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
		шт.	м ³	шт.	м ³				
22	1,0	252,5	252,5	18	0,18	24	0,24	0,036	
	1,25	249,1	311,4	23	0,18	30	0,24	0,038	
	2,0	244,0	488,0	18	0,18	24	0,24	0,046	
27	1,0	303,5	303,5	18	0,18	24	0,24	0,036	
	1,25	300,1	375,1	23	0,18	30	0,24	0,038	
	2,0	295,0	590,0	18	0,18	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
		вне зоны ВОР	в зоне ВОР			
22	3500	4520	11,8	10,5	9,7	8,9
27	3513	4546	11,9	10,5	9,7	8,9

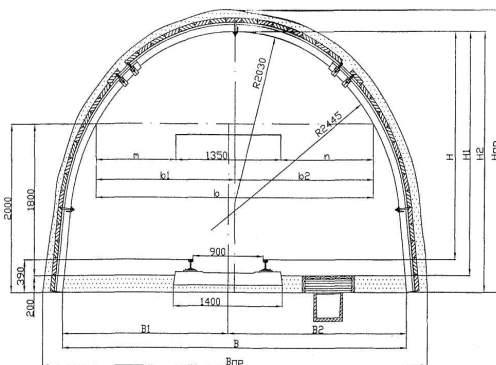


Рис. Б.3. Однопутевая выработка с двумя проходами на прямом участке и на закруглении КШПУ-11,0

Показатели, мм		на прямом участке								H	H ₁	H ₂
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁	B ₂			
в свету	до осадки	1039	1200	3589	1714	1875	4470	2154	2316	2700	2890	3090
	после осадки											
	вне зоны ВОР	969	1130	3449	1644	1805	4350	2094	2256	2600	2790	2990
	в зоне ВОР	839	1000	3189	1514	1675	4220	2029	2191	2400	2590	2790

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи								Дерево, м ³
		Расход								
		металла, кг		ж/б затяжки						
		на раму	на п.м.	кровля		бока				
шт.	м ³			шт.	м ³					
22	1,0	252,5	252,5	18	0,18	24	0,24	0,036		
	1,25	249,1	311,4	22	0,18	30	0,24	0,038		
	2,0	244,0	488,0	18	0,18	24	0,24	0,046		
27	1,0	303,5	303,5	18	0,18	24	0,24	0,036		
	1,25	300,1	375,1	22	0,18	30	0,24	0,038		
	2,0	295,0	590,0	18	0,18	24	0,24	0,046		

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²			
				до осадки	в свету		
					после осадки без балласта		
		вне зоны ВОР	в зоне ВОР				
22	3290	4940	12,7	11,2	10,1	9,4	
27	3303	4966	12,8	11,2	10,1	9,4	

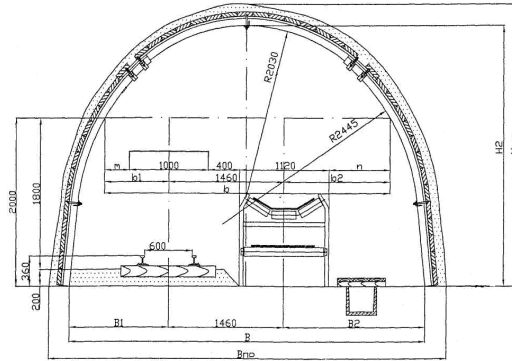


Рис. Б.4. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-11,0

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂
в свету	до осадки	310	759	3589	810	1319	4470	1250	1760	2730	2890	3090
	после осадки	вне зоны ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		в зоне ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		Расход							
		металла, кг		ж/б затяжки				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
шт.	м ³			шт.	м ³				
22	1,0	252,5	252,5	18	0,18	24	0,24	0,036	
	1,25	249,1	311,4	22	0,18	30	0,24	0,038	
	2,0	244,0	488,0	18	0,18	24	0,24	0,046	
27	1,0	303,5	303,5	18	0,18	24	0,24	0,036	
	1,25	300,1	375,1	22	0,18	30	0,24	0,038	
	2,0	295,0	590,0	18	0,18	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
		вне зоны ВОР	в зоне ВОР			
22	3290	4940	12,7	11,2	10,1	9,4
27	3303	4966	12,8	11,2	10,1	9,4

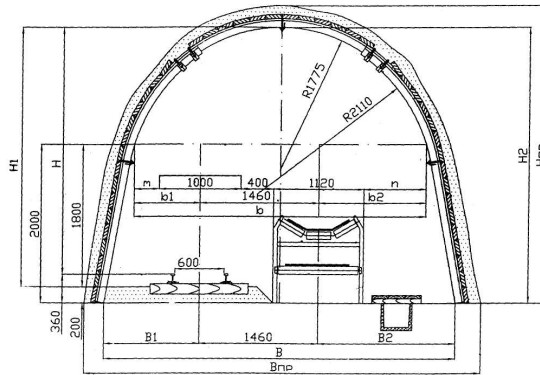


Рис. Б.6. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-11,7

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂
в свету	до осадки	290	768	3578	790	1328	4310	1156	1694	3100	3260	3460
	после осадки	вне зоны ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		в зоне ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		Расход							
		металла, кг		ж/б затяжки				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
шт.	м ³			шт.	м ³				
22	1,0	263,4	263,4	26	0,26	24	0,24	0,036	
	1,25	260,0	325,0	32	0,26	30	0,24	0,038	
	2,0	254,9	509,8	26	0,26	24	0,24	0,046	
27	1,0	316,9	316,9	26	0,26	24	0,24	0,036	
	1,25	313,5	391,9	32	0,26	30	0,24	0,038	
	2,0	308,4	616,8	26	0,26	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
22	3660	4780	13,1	11,8	10,9	10,0
27	3673	4806	13,2	11,8	10,9	10,0

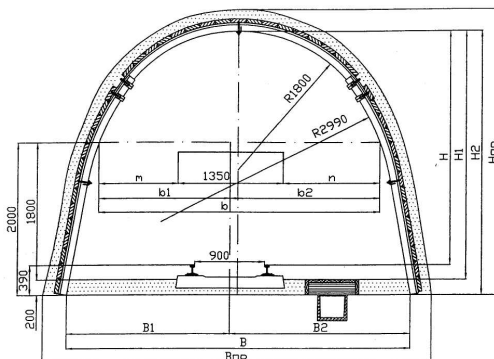


Рис. Б.7. Однопутевая выработка с двумя проходами на прямом участке и на закруглении КШПУ-12,1

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	1022	1227	3599	1697	1902	4410	2102	2308	3050	3240	3440	
	после осадки	вне зоны ВОР	952	1157	3459	1627	1832	4290	2042	2248	2950	3140	3340
		в зоне ВОР	822	1027	3199	1497	1702	4160	1977	2183	2750	2940	3140

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							Дерево, м ³
		Расход						Дерево, м ³	
		металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
шт.	м ³			шт.	м ³				
22	1,0	263,4	263,4	22	0,22	24	0,24	0,036	
	1,25	260,0	325,0	28	0,22	30	0,24	0,038	
	2,0	254,9	509,8	22	0,22	24	0,24	0,046	
27	1,0	316,9	316,9	22	0,22	24	0,24	0,036	
	1,25	313,5	391,9	28	0,22	30	0,24	0,038	
	2,0	308,4	616,8	22	0,22	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
22	3640	4880	13,4	12,1	11,3	10,4
27	3653	4906	13,5	12,1	11,3	10,4

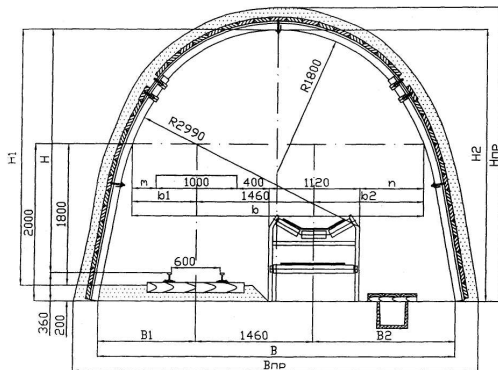


Рис. Б.8. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-12,1

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂
в свету	до осадки	300	779	3599	800	1339	4410	1206	1744	3080	3240	3440
	после осадки	вне зоны ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		в зоне ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		Расход							
		металла, кг		ж/б затяжки				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
шт.	м ³			шт.	м ³				
22	1,0	263,4	263,4	22	0,22	24	0,24	0,036	
	1,25	260,0	325,0	28	0,22	30	0,24	0,038	
	2,0	254,9	509,8	22	0,22	24	0,24	0,046	
27	1,0	316,9	316,9	22	0,22	24	0,24	0,036	
	1,25	313,5	391,9	28	0,22	30	0,24	0,038	
	2,0	308,4	616,8	22	0,22	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
		вне зоны ВОР	в зоне ВОР			
22	3640	4880	13,4	12,1	11,3	10,4
27	3653	4906	13,5	12,1	11,3	10,4

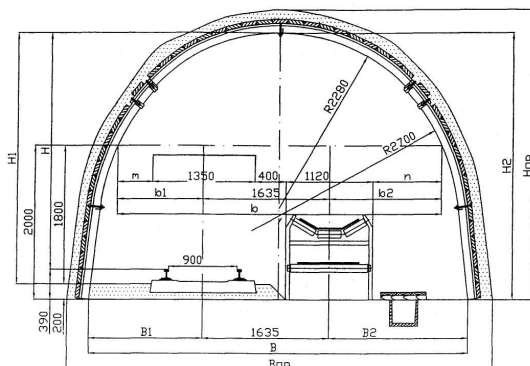


Рис. Б.11. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 900 мм КШПУ-13,6

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂
в свету	до осадки	460	905	4235	1135	1465	4940	1487	1818	3070	3260	3460
	после осадки	390	835	4095	1065	1395	4820	1427	1758	2970	3160	3360
	вне зоны ВОР	260	705	3835	935	1265	4690	1362	1693	2770	2960	3160

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Возведение постоянной крепи								
	Количество рам	Расход							Дерево, м ³
		металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
шт.	м ³			шт.	м ³				
22	1,0	274,4	274,4	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	271,0	338,7	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	265,9	531,8	24	0,24	24	0,24	0,046	
27	1,0	330,4	330,4	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	327,0	408,8	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	321,9	643,8	24	0,24	24	0,24	0,046	
33	1,0	407,3	407,3	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	403,9	504,9	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	398,8	797,6	24	0,24	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
		вне зоны ВОР	в зоне ВОР			
22	3660	5410	15,6	13,8	12,3	11,5
27	3673	5436	15,7	13,8	12,3	11,5
33	3687	5464	15,8	13,8	12,3	11,5

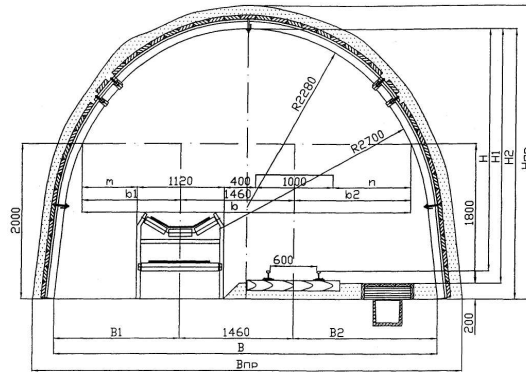


Рис. Б.12. Горизонтальные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-13,6

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	710	1005	4235	1270	1505	4940	1622	1858	3100	3260	3460	
	после осадки	вне зоны ВОР	640	935	4095	1200	1435	4820	1562	1798	3000	3160	3360
		в зоне ВОР	510	805	3835	1070	1305	4690	1497	1733	2800	2960	3160

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Возведение постоянной крепи								
	Количество рам	Расход							Дерево, м ³
		металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
22	1,0	274,4	274,4	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	271,0	338,7	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	265,9	531,8	24	0,24	24	0,24	0,046	
27	1,0	330,4	330,4	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	327,0	408,8	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	321,9	643,8	24	0,24	24	0,24	0,046	
33	1,0	407,3	407,3	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	403,9	504,9	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	398,8	797,6	24	0,24	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
			вне зоны ВОР	в зоне ВОР		
22	3660	5410	15,6	13,8	12,3	11,5
27	3673	5436	15,7	13,8	12,3	11,5
33	3687	5464	15,8	13,8	12,3	11,5

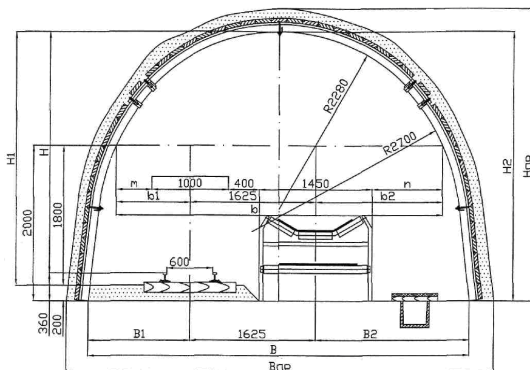


Рис. Б.13. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-13,6

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂
в свету	до осадки	465	920	4235	965	1645	4940	1317	1998	3100	3260	3460
	после осадки	395	850	4095	895	1575	4820	1257	1938	3000	3160	3360
	вне зоны ВОР в зоне ВОР	265	720	3835	765	1445	4690	1192	1873	2800	2960	3160

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		Расход				Дерево, м ³			
		металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля			бока		
				шт.	м ³	шт.	м ³		
22	1,0	274,4	274,4	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	271,0	338,7	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	265,9	531,8	24	0,24	24	0,24	0,046	
27	1,0	330,4	330,4	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	327,0	408,8	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	321,9	643,8	24	0,24	24	0,24	0,046	
33	1,0	407,3	407,3	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	403,9	504,9	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	398,8	797,6	24	0,24	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
22	3660	5410	15,6	13,8	12,3	11,5
27	3673	5436	15,7	13,8	12,3	11,5
33	3687	5464	15,8	13,8	12,3	11,5

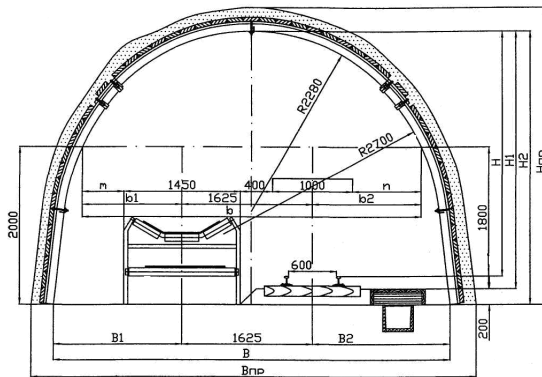


Рис. Б.14. Горизонтальные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-13,6

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	530	855	4235	1255	1355	4940	1607	1708	3100	3260	3460	
	после осадки	вне зоны ВОР	460	785	4095	1185	1285	4820	1547	1648	3000	3160	3360
		в зоне ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							Дерево, м ³
		Расход						Дерево, м ³	
		металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
22	1,0	274,4	274,4	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	271,0	338,7	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	265,9	531,8	24	0,24	24	0,24	0,046	
27	1,0	330,4	330,4	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	327,0	408,8	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	321,9	643,8	24	0,24	24	0,24	0,046	
33	1,0	407,3	407,3	24	0,24	24	0,24	0,036	
	1,25	403,9	504,9	30	0,24	30	0,24	0,038	
	2,0	398,8	797,6	24	0,24	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
				вне зоны ВОР	в зоне ВОР	
22	3660	5410	15,6	13,8	12,3	11,5
27	3673	5436	15,7	13,8	12,3	11,5
33	3687	5464	15,8	13,8	12,3	11,5

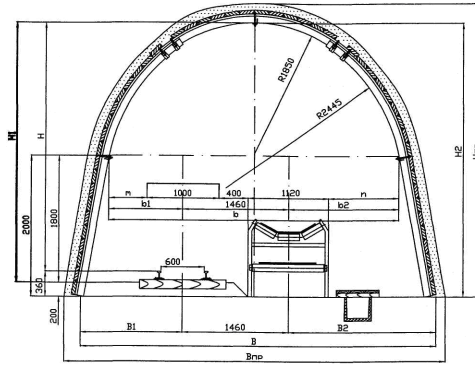


Рис. Б.16. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-14,4

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	525	975	4020	1025	1535	4730	1380	1890	3520	3680	3880	
	после осадки	вне зоны ВОР	455	905	3880	955	1465	4610	1320	1830	3420	3580	3780
		в зоне ВОР	325	775	3620	825	1335	4480	1255	1765	3220	3380	3580

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Возведение постоянной крепи								
	Количество рам	Расход							Дерево, м ³
		металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	343,9	343,9	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	340,5	425,6	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	335,4	670,8	27	0,27	24	0,24	0,046	
33	1,0	424,0	424,0	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	420,6	525,8	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	415,5	831,0	27	0,27	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4093	5226	16,0	14,4	13,2	12,2
33	4107	5254	16,1	14,4	13,2	12,2

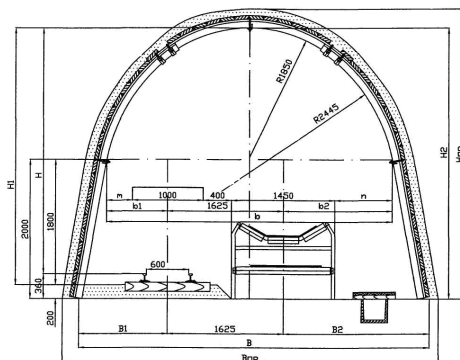


Рис. Б.17. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-14,4

Показатели, мм		на прямом участке								H	H ₁	H ₂
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁	B ₂			
в свету	до осадки	360	810	4020	860	1535	4730	1215	1890	3520	3680	3880
	после осадки	290	740	3880	790	1465	4610	1155	1830	3420	3580	3780
	вне зоны ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		металла, кг		Расход				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	343,9	343,9	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	340,5	425,6	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	335,4	670,8	27	0,27	24	0,24	0,046	
33	1,0	424,0	424,0	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	420,6	525,8	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	415,5	831,0	27	0,27	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
				вне зоны ВОР	в зоне ВОР	
27	4093	5226	16,0	14,4	13,2	12,2
33	4107	5254	16,1	14,4	13,2	12,2

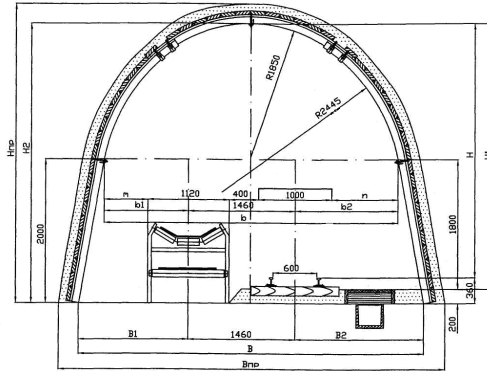


Рис. Б.18. Горизонтальные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-14,4

Показатели, мм		на прямом участке								H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁	B ₂				
в свету	до осадки	600	900	4020	1160	1400	4730	1515	1755	3520	3680	3880	
	после осадки	вне зоны ВОР	530	830	3880	1090	1330	4610	1455	1695	3420	3580	3780
		в зоне ВОР	400	700	3620	960	1200	4480	1390	1630	3220	3380	3580

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		металла, кг		Расход				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	343,9	343,9	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	340,5	425,6	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	335,4	670,8	27	0,27	24	0,24	0,046	
33	1,0	424,0	424,0	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	420,6	525,8	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	415,5	831,0	27	0,27	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4093	5226	16,0	14,4	13,2	12,2
33	4107	5254	16,1	14,4	13,2	12,2

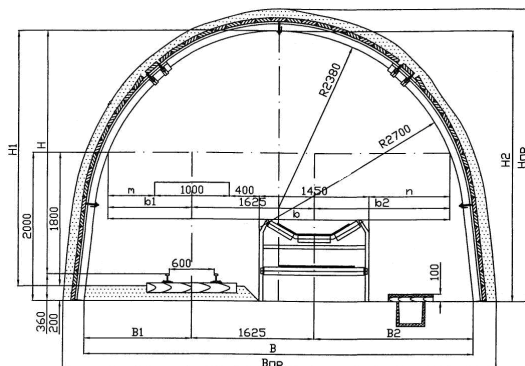


Рис. Б.19. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-15,0

Показатели, мм		на прямом участке								H	H ₁	H ₂
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁	B ₂			
в свету	до осадки	618	1078	4546	1118	1803	5180	1435	2120	3280	3440	3640
	после осадки	548	1008	4406	1048	1733	5060	1375	2060	3180	3340	3540
	вне зоны ВОР	418	878	4146	918	1603	4930	1310	1995	2980	3140	3340

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		металла, кг		Расход				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		шт.	м ³		
				кровля	бока				
27	1,0	343,9	343,9	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	340,5	425,6	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	335,4	670,8	27	0,27	24	0,24	0,046	
33	1,0	424,0	424,0	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	420,6	525,8	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	415,5	831,0	27	0,27	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²			
				до осадки	в свету		
					без балласта		
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР	
27	3853	5676	17,1	15,3	14,1	13,1	
33	3867	5704	17,1	15,3	14,1	13,1	

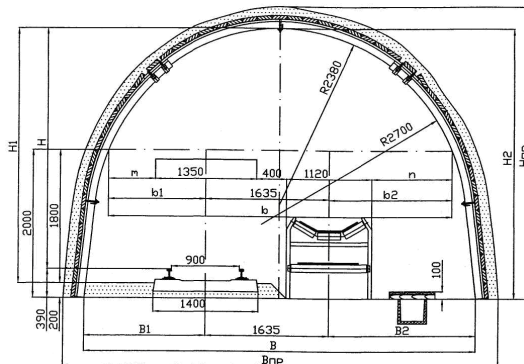


Рис. Б.20. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-15,0

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	620	1056	4546	1295	1616	5180	1612	1933	3250	3440	3640	
	после осадки	вне зоны ВОР	550	986	4406	1225	1546	5060	1556	1873	3150	3340	3540
		в зоне ВОР	420	856	4146	1095	1416	4930	1487	1808	2950	3140	3340

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		металла, кг		Расход				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	343,9	343,9	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	340,5	425,6	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	335,4	670,8	27	0,27	24	0,24	0,046	
33	1,0	424,0	424,0	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	420,6	525,8	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	415,5	831,0	27	0,27	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	3853	5676	17,1	15,3	14,1	13,1
33	3867	5704	17,1	15,3	14,1	13,1

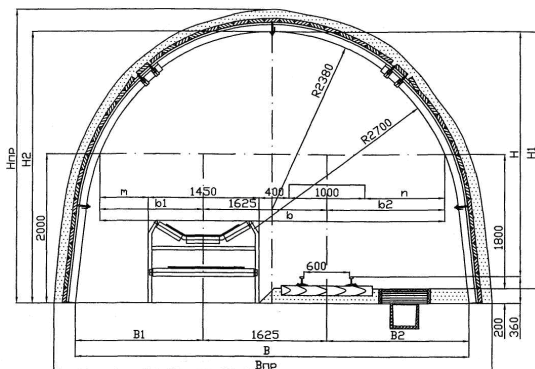


Рис. Б.21. Горизонтальные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-15,0

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	650	1046	4546	1375	1546	5180	1692	1863	3280	3440	3640	
	после осадки	вне зоны ВОР	580	976	4406	1305	1476	5060	1632	1803	3180	3340	3540
	в зоне ВОР	450	846	4146	1175	1346	4930	1567	1738	2980	3140	3340	

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							Дерево, м ³
		металла, кг		Расход					
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		Дерево, м ³			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	343,9	343,9	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	340,5	425,6	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	335,4	670,8	27	0,27	24	0,24	0,046	
33	1,0	424,0	424,0	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	420,6	525,8	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	415,5	831,0	27	0,27	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	3853	5676	17,1	15,3	14,1	13,1
33	3867	5704	17,1	15,3	14,1	13,1

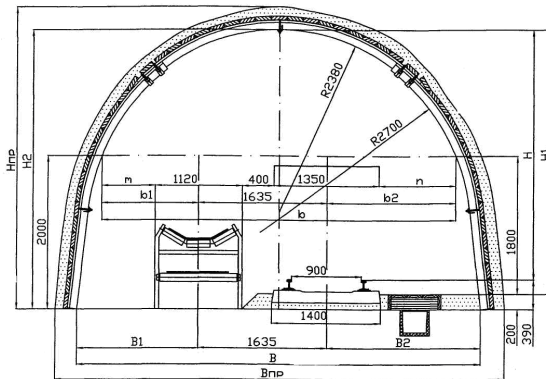


Рис. Б.22. Горизонтальные выработки, оборудованные конвейером 1Л80 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-15,0

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	690	986	4546	1250	1661	5180	1567	1978	3250	3440	3640	
	после осадки	вне зоны ВОР	620	916	4406	1180	1591	5060	1507	1918	3150	3340	3540
		в зоне ВОР	490	786	4146	1050	1461	4930	1442	1853	2950	3140	3340

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Возведение постоянной крепи								Дерево, м ³
	Количество рам	металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	343,9	343,9	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	340,5	425,6	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	335,4	670,8	27	0,27	24	0,24	0,046	
33	1,0	424,0	424,0	27	0,27	24	0,24	0,036	
	1,25	420,6	525,8	34	0,27	30	0,24	0,038	
	2,0	415,5	831,0	27	0,27	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	3853	5676	17,1	15,3	14,1	13,1
33	3867	5704	17,1	15,3	14,1	13,1

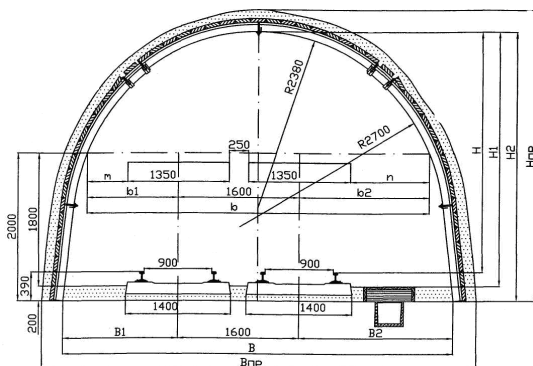


Рис. Б.23. Двухпутевая выработка с одним проходом на прямом участке и на закруглении КШПУ-15,0

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂
в свету	до осадки	550	1046	4546	1225	1721	5180	1542	2038	3250	3440	3640
	после осадки	480	976	4406	1155	1651	5060	1482	1978	3150	3340	3540
	вне зоны ВОР в зоне ВОР	350	876	4146	1025	1521	4930	1417	1913	2950	3140	3340

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							Дерево, м ³	
		металла, кг		Расход						
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		шт.	м ³	бока		
				шт.	м ³			шт.		м ³
27	1,0	343,9	343,9	27	0,27	24	0,24	0,036		
	1,25	340,5	425,6	34	0,27	30	0,24	0,038		
	2,0	335,4	670,8	27	0,27	24	0,24	0,046		
33	1,0	424,0	424,0	27	0,27	24	0,24	0,036		
	1,25	420,6	525,8	34	0,27	30	0,24	0,038		
	2,0	415,5	831,0	27	0,27	24	0,24	0,046		

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	3853	5676	17,1	15,3	14,1	13,1
33	3867	5704	17,1	15,3	14,1	13,1

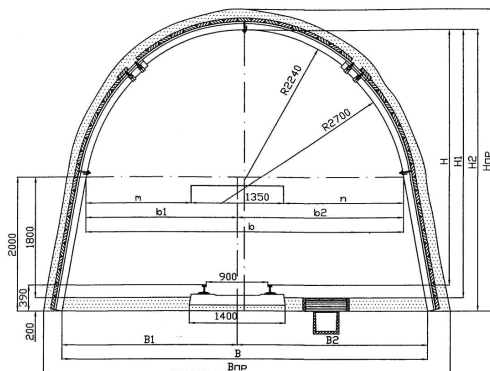


Рис. Б.24. Однопутевая выработка с двумя проходами на прямом участке и на закруглении КШПУ-17,7

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	1550	1750	4650	2225	2425	5360	2580	2780	3800	3990	4190	
	после осадки	вне зоны ВОР	1480	1680	4510	2155	2355	5240	2520	2720	3700	3890	4090
		в зоне ВОР	1350	1550	4250	2025	2225	5110	2455	2655	3500	3690	3890

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							Дерево, м ³
		металла, кг		Расход					
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		бока			
				шт.	м ³		шт.	м ³	
27	1,0	370,9	370,9	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	367,5	459,4	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	362,4	724,8	32	0,32	24	0,24	0,046	
33	1,0	457,4	457,4	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	454,0	567,5	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	448,9	897,8	32	0,32	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4403	5856	19,6	17,7	16,4	15,3
33	4417	5884	19,6	17,7	16,4	15,3

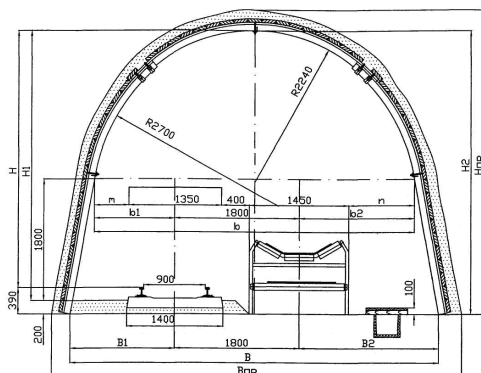


Рис. Б.25. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 900 мм КШПУ – 17,7

Показатели, мм		на прямом участке								H	H ₁	H ₂
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁	B ₂			
в свету	до осадки	500	950	4650	1175	1675	5360	1530	2030	3800	3990	4190
	после осадки											
	вне зоны ВОР	430	880	4510	1105	1605	5240	1470	1970	3700	3890	4090
	в зоне ВОР	300	750	4250	975	1475	5110	1405	1905	3500	3690	3890

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		металла, кг		Расход				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	370,9	370,9	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	367,5	459,4	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	362,4	724,8	32	0,32	24	0,24	0,046	
33	1,0	457,4	457,4	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	454,0	567,5	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	448,9	897,8	32	0,32	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
		вне зоны ВОР	в зоне ВОР			
27	4403	5856	19,6	17,7	16,4	15,3
33	4417	5884	19,6	17,7	16,4	15,3

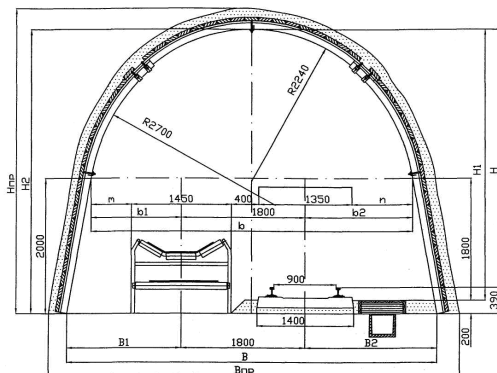


Рис. Б.26. Горизонтальные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 900 мм КШПУ-17,7

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	580	870	4650	1305	1545	5360	1660	1900	3800	3990	4190	
	после осадки	вне зоны ВОР	510	800	4510	1235	1475	5240	1600	1840	3700	3890	4090
	в зоне ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Возведение постоянной крепи								Дерево, м ³
	Количество рам	металла, кг		Расход					
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		бока			
				шт.	м ³		шт.	м ³	
27	1,0	370,9	370,9	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	367,5	459,4	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	362,4	724,8	32	0,32	24	0,24	0,046	
33	1,0	457,4	457,4	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	454,0	567,5	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	448,9	897,8	32	0,32	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4403	5856	19,6	17,7	16,4	15,3
33	4417	5884	19,6	17,7	16,4	15,3

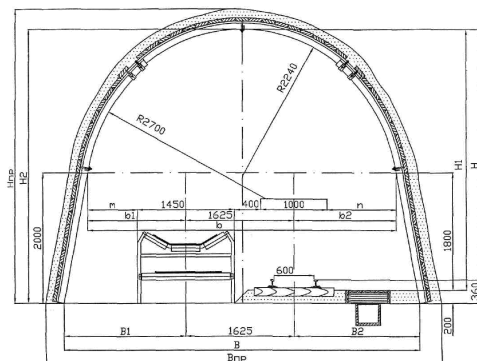


Рис. Б.27. Горизонтальные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 600 мм КШПУ-17,7

Показатели, мм		на прямом участке								H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁	B ₂				
в свету	до осадки	750	1050	4650	1475	1550	5360	1830	1905	3830	3990	4190	
	после осадки	вне зоны ВОР	680	980	4510	1405	1480	5240	1770	1845	3730	3890	4090
	в зоне ВОР	550	850	4250	1275	1350	5110	1705	1780	3530	3690	3890	

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							
		металла, кг		Расход				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	370,9	370,9	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	367,5	459,4	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	362,4	724,8	32	0,32	24	0,24	0,046	
33	1,0	457,4	457,4	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	454,0	567,5	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	448,9	897,8	32	0,32	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4403	5856	19,6	17,7	16,4	15,3
33	4417	5884	19,6	17,7	16,4	15,3

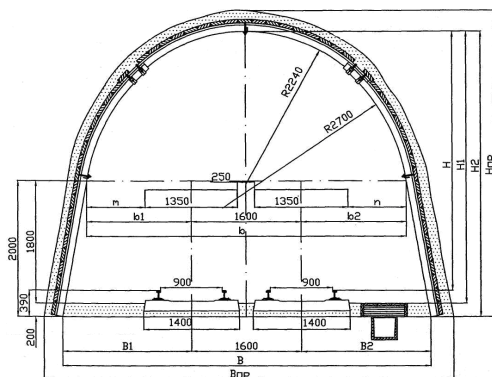


Рис. Б.29. Двухпутевая выработка с двумя проходами на прямом участке КШПУ-17,7

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	850	850	4650	1525	1525	5360	1880	1880	3800	3990	4190	
	после осадки	вне зоны ВОР	780	780	4510	1455	1455	5240	1820	1820	3700	3890	4090
	в зоне ВОР	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							Дерево, м ³
		металла, кг		Расход					
		на раму	на п.м.	ж/б затяжки		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	370,9	370,9	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	367,5	459,4	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	362,4	724,8	32	0,32	24	0,24	0,046	
33	1,0	457,4	457,4	32	0,32	24	0,24	0,036	
	1,25	454,0	567,5	40	0,32	30	0,24	0,038	
	2,0	448,9	897,8	32	0,32	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4403	5856	19,6	17,7	16,4	15,3
33	4417	5884	19,6	17,7	16,4	15,3

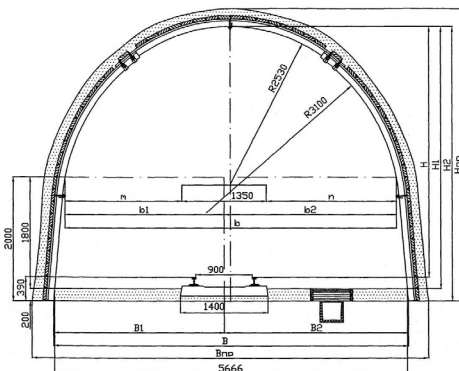


Рис. Б.30. Однопутевая выработка с двумя проходами на прямом участке и на закруглении КШПУ-20,2

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	1888	2088	5326	2563	2763	5700	2750	2950	4030	4220	4420	
	после осадки	вне зоны ВОР	1818	2018	5186	2493	2693	5580	2690	2890	3930	4120	4320
		в зоне ВОР	1688	1888	4926	2363	2563	5450	2625	2825	3730	3920	4120

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Возведение постоянной крепи							
	Количество рам	Расход						Дерево, м ³
		металла, кг		ж/б затяжки				
		на раму	на п.м.	кровля		бока		
				шт.	м ³	шт.	м ³	
27	1,0	392,5	392,5	36	0,36	24	0,24	0,036
	1,25	389,1	486,4	45	0,36	30	0,24	0,038
	2,0	384,0	768,0	36	0,36	24	0,24	0,046
33	1,0	484,2	484,2	36	0,36	24	0,24	0,036
	1,25	480,8	601,0	45	0,36	30	0,24	0,038
	2,0	475,7	951,4	36	0,36	24	0,24	0,046

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4633	6196	22,7	20,7	19,1	17,9
33	4647	6224	22,7	20,7	19,1	17,9

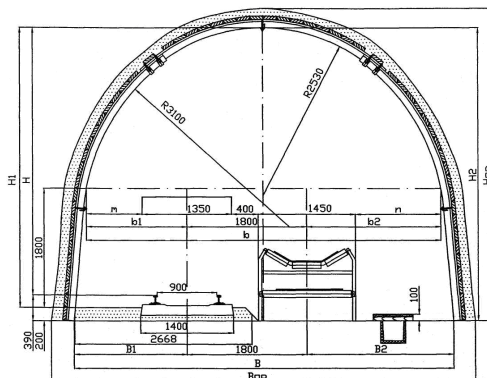


Рис. Б.31. Наклонные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 900 мм КШПУ-20,2

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂	
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂
в свету	до осадки	840	1286	5326	1515	2011	5700	1702	2198	4030	4220	4420
	после осадки	770	1216	5186	1445	1941	5580	1642	2138	3930	4120	4320
	вне зоны ВОР	640	1086	4926	1315	1811	5450	1577	2073	3730	3920	4120

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Количество рам	Возведение постоянной крепи							Дерево, м ³
		металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	392,5	392,5	36	0,36	24	0,24	0,036	
	1,25	389,1	486,4	45	0,36	30	0,24	0,038	
	2,0	384,0	768,0	36	0,36	24	0,24	0,046	
33	1,0	484,2	484,2	36	0,36	24	0,24	0,036	
	1,25	480,8	601,0	45	0,36	30	0,24	0,038	
	2,0	475,7	951,4	36	0,36	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	в проходке проектная	Площадь сечения, м ²		
				до осадки	в свету	
					после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4633	6196	22,7	20,7	19,1	17,9
33	4647	6224	22,7	20,7	19,1	17,9

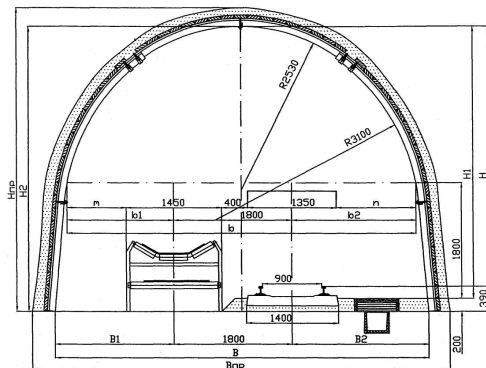


Рис. Б.32. Горизонтальные выработки, оборудованные конвейером 1Л100 и рельсовым путем с шириной колеи 900 мм КШПУ-20,2

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	910	1216	5326	1635	1891	5700	1822	2078	4030	4220	4420	
	после осадки	вне зоны ВОР	840	1146	5186	1565	1821	5580	1762	2018	3930	4120	4320
		в зоне ВОР	710	1016	4926	1435	1691	5450	1697	1953	3730	3920	4120

**ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ**

Тип СВП	Возведение постоянной крепи								Дерево, м ³
	Количество рам	металла, кг		ж/б затяжки					
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	392,5	392,5	36	0,36	24	0,24	0,036	
	1,25	389,1	486,4	45	0,36	30	0,24	0,038	
	2,0	384,0	768,0	36	0,36	24	0,24	0,046	
33	1,0	484,2	484,2	36	0,36	24	0,24	0,036	
	1,25	480,8	601,0	45	0,36	30	0,24	0,038	
	2,0	475,7	951,4	36	0,36	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4633	6196	22,7	20,7	19,1	17,9
33	4647	6224	22,7	20,7	19,1	17,9

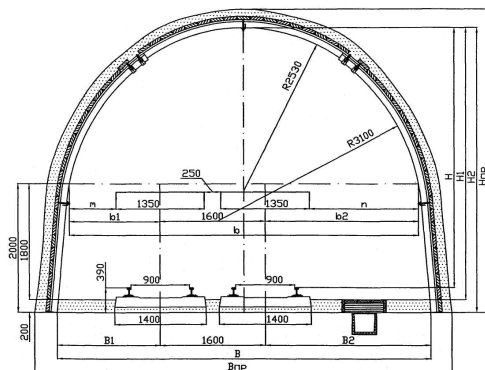


Рис. Б.34. Двухпутевая выработка с одним проходом на прямом участке и на закруглении КШПУ-20,2

Показатели, мм		на прямом участке							H	H ₁	H ₂		
		m	n	b	b ₁	b ₂	B	B ₁				B ₂	
в свету	до осадки	716	1660	5326	1391	2335	5700	1578	2522	4030	4220	4420	
	после осадки	вне зоны ВОР	646	1590	5186	1321	2265	5580	1518	2462	3930	4120	4320
		в зоне ВОР	516	1460	4926	1191	2135	5450	1453	2397	3730	3920	4120

ПРОЕКТНЫЙ ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 М ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	Возведение постоянной крепи								
	Количество рам	металла, кг		Расход ж/б затяжки				Дерево, м ³	
		на раму	на п.м.	кровля		бока			
				шт.	м ³	шт.	м ³		
27	1,0	392,5	392,5	36	0,36	24	0,24	0,036	
	1,25	389,1	486,4	45	0,36	30	0,24	0,038	
	2,0	384,0	768,0	36	0,36	24	0,24	0,046	
33	1,0	484,2	484,2	36	0,36	24	0,24	0,036	
	1,25	480,8	601,0	45	0,36	30	0,24	0,038	
	2,0	475,7	951,4	36	0,36	24	0,24	0,046	

ХАРАКТЕРИСТИКА ВЫРАБОТКИ

Тип СВП	H _{пр} , мм	B _{пр} , мм	Площадь сечения, м ²			
			в проходке проектная	в свету		
				до осадки	после осадки без балласта	
					вне зоны ВОР	в зоне ВОР
27	4633	6196	22,7	20,7	19,1	17,9
33	4647	6224	22,7	20,7	19,1	17,9

ПРИЛОЖЕНИЕ В

**СЕЧЕНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК, ЗАКРЕПЛЕННЫХ
МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ПОДАТЛИВОЙ АРОЧНОЙ КРЕПЬЮ КМП-А3**

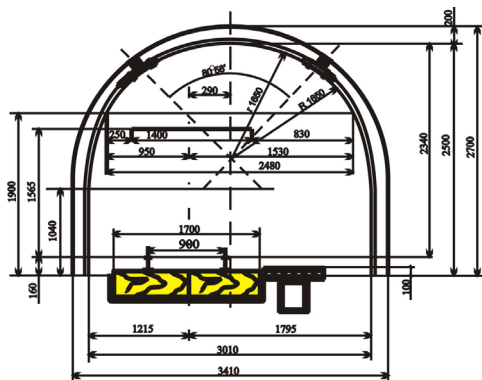


Рис. В.1. Схема выработки сечением $S = 8,0 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-8,0

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, P , м	Кoeffици- ент аэроди- намического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
8,0	8,0	6,7	9,5	9,8	20	53,6

**ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ
НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ**

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		устройство канавки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и расклинку, м^3				
СВП 14	СВП 17	СВП 14	СВП 17	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,160	0,181	0,160	0,181	0,1	0,2	3,1	0,040	1,0	0,12	1,0	8,9
1,25	0,156	0,178	0,195	0,223	0,1	0,2	3,1	0,041				9,2
1,43	0,155	0,176	0,222	0,252	0,1	0,2	3,1	0,042				9,4
2,00	0,151	0,173	0,302	0,346	0,1	0,2	3,1	0,045				10,0

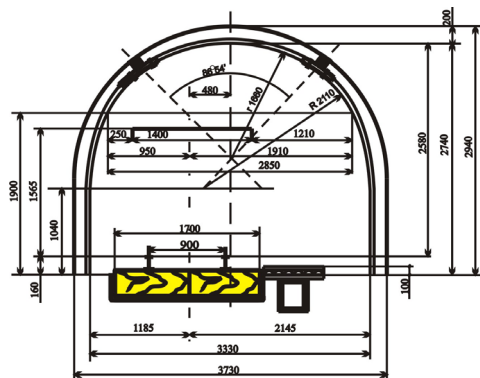


Рис. В.2. Схема выработки сечением $S = 9,3 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-9,3

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, P , м	Кoeffици- ент аэроди- намического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
9,3	9,3	7,9	11,0	10,7	20	63,2

**ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ
НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ**

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		побелка, м^2	
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и раслинку, м^3	устройство канавки, м			
СВП-17	СВП-19	СВП-17	СВП-19	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,192	0,211	0,192	0,211	0,1	0,22	3,3	0,040	1,0	0,12	1,0	9,7
1,25	0,188	0,207	0,235	0,259	0,1	0,22	3,3	0,041				10,1
1,43	0,187	0,206	0,267	0,295	0,1	0,22	3,3	0,042				10,3
2,00	0,183	0,202	0,366	0,404	0,1	0,22	3,3	0,045				11,1

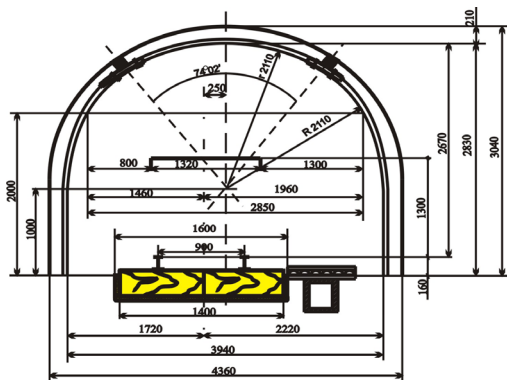


Рис. В.3. Схема однопутевой выработки сечением $S = 11,2 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-11,2 с одним проходом на прямом участке и на закруглении

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, P , м	Кoeffици- ент аэро- динамического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
11,2	11,2	9,6	13,1	11,9	20	76,8

ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		устройство канаваки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и расклинку, м^3				
СВП-19	СВП-22	СВП-19	СВП-22	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,222	0,253	0,222	0,253	0,12	0,24	3,1	0,040	1,0	0,11	1,0	10,5
1,25	0,219	0,250	0,274	0,313	0,12	0,24	3,1	0,041				10,5
1,43	0,217	0,248	0,310	0,355	0,12	0,24	3,1	0,042				11,1
2,00	0,214	0,245	0,428	0,490	0,12	0,24	3,1	0,045				12,0

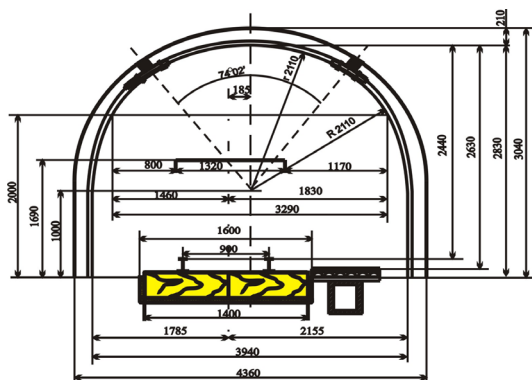


Рис. В.4. Схема однопутевой выработки сечением $S = 11,2 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-11,2 с двумя проходами на прямом участке и на закруглении

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, P , м	Кoeffици- ент аэроди- намического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
11,2	11,2	9,6	13,1	11,9	20	76,8

ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		устройство канавки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и расклинку, м^3				
СВП-19	СВП-22	СВП-19	СВП-22	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,222	0,253	0,222	0,253	0,12	0,24	3,1	0,040	1,0	0,11	1,0	10,5
1,25	0,219	0,250	0,274	0,313	0,12	0,24	3,1	0,041				10,5
1,43	0,217	0,248	0,310	0,355	0,12	0,24	3,1	0,042				11,1
2,00	0,214	0,245	0,428	0,490	0,12	0,24	3,1	0,045				12,0

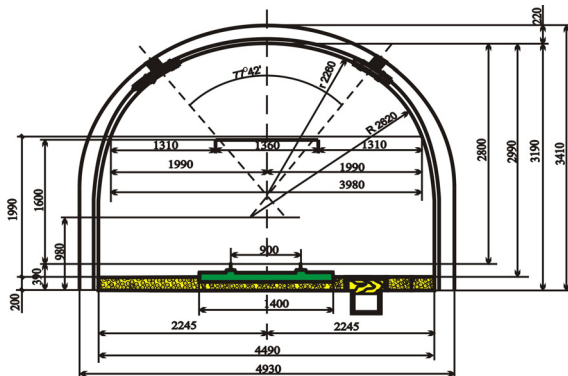


Рис. В.5. Схема однопутевой выработки сечением $S = 14,2 \text{ S м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-14,2 с одним проходом на прямом участке и на закруглении

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, P , м	Кoeffици- ент аэро- динамического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
14,2	13,2	11,3	16,4	13,1	20	90,4

**ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ
НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ**

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		устройство канаваки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и расклинку, м^3				
СВП-22	СВП-27	СВП-22	СВП-27	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,280	0,336	0,280	0,336	0,14	0,28	3,0	0,040	1,0	0,83	1,0	11,6
1,25	0,276	0,333	0,345	0,416	0,14	0,28	3,0	0,041				12,0
1,43	0,274	0,331	0,392	0,473	0,14	0,28	3,0	0,042				12,4
2,00	0,271	0,328	0,542	0,656	0,14	0,28	3,0	0,045				13,4

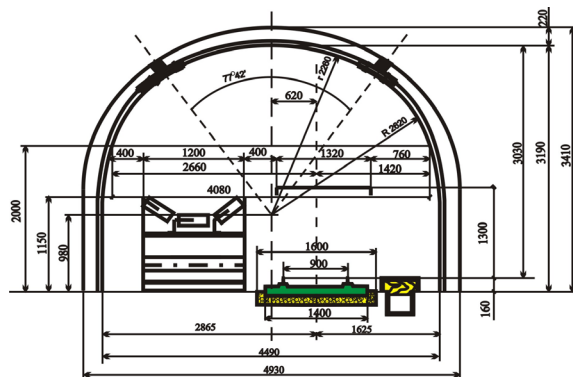


Рис. В.6. Схема однопутевой выработки сечением $S = 14,2 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-14,2 с одним проходом оборудованной конвейером Л-100

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, $P, \text{ м}$	Кoeffици- ент аэроди- намического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха $Q, \text{ м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
14,2	14,2	12,2	16,4	13,5	29	86,4

**ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ
НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ**

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		устройство канавки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и расклинку, м^3				
СВП-22	СВП-27	СВП-22	СВП-27	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,280	0,336	0,280	0,336	0,14	0,28	3,0	0,040	1,0	0,11	1,0	12,0
1,25	0,276	0,333	0,345	0,416	0,14	0,28	3,0	0,041				12,5
1,43	0,274	0,331	0,392	0,473	0,14	0,28	3,0	0,042				12,9
2,00	0,271	0,328	0,542	0,656	0,14	0,28	3,0	0,045				14,0

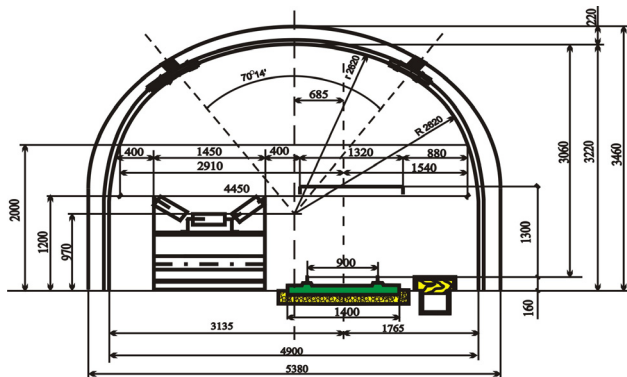


Рис. В.7. Схема однопутевой выработки сечением $S = 15,8 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-15,8 с одним проходом оборудованной конвейером Л-120

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2			Периметр после осадки, P , м	Кэффициент азродинамического сопротивления, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускаемого воздуха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	выработки					
	в свету до осадки, S_0	в свету после осадки, S	в проходе, S_1			
15,8	15,8	13,4	18,3	14,2	30	93,6

ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсовый путь		устройство канавки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобетонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и расклинку, м^3				
СВП-27	СВП-33	СВП-27	СВП-33	кровли	боков							
				м^3	м^3							
1,00	0,353	0,436	0,353	0,436	0,14	0,30	3,2	0,040	1,0	0,11	1,0	12,9
1,25	0,349	0,432	0,436	0,540	0,14	0,30	3,2	0,041				13,4
1,43	0,347	0,430	0,496	0,615	0,14	0,30	3,2	0,042				13,8
2,00	0,344	0,427	0,688	0,854	0,14	0,30	3,2	0,045				15,1

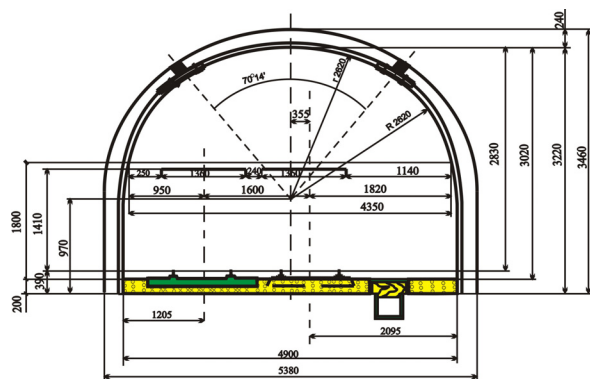


Рис. В.8. Схема двухпутевой выработки сечением $S = 15,8 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-15,8 с одним проходом на прямом участке и на закруглении

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, P , м	Кoeffици- ент аэроди- намического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
15,8	14,8	12,4	18,3	13,8	20	99,2

**ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ
НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ**

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		устройство канавки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и расклинку, м^3				
СВП-27	СВП-33	СВП-27	СВП-33	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,353	0,436	0,353	0,436	0,14	0,30	3,2	0,040	2,0	0,92	1,0	12,4
1,25	0,349	0,432	0,436	0,540	0,14	0,30	3,2	0,041				12,9
1,43	0,347	0,430	0,496	0,615	0,14	0,30	3,2	0,042				13,3
2,00	0,344	0,427	0,688	0,854	0,14	0,30	3,2	0,045				14,5

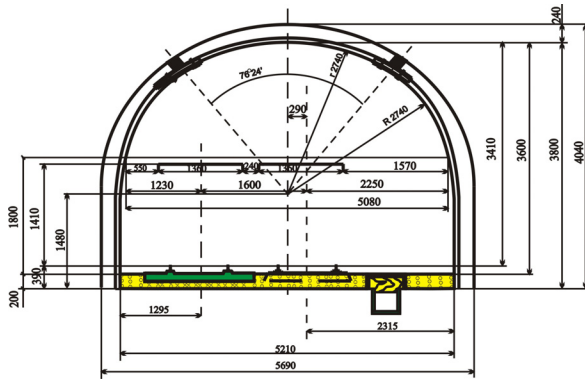


Рис. В.9. Схема двухпутевой выработки сечением $S = 19,8 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-19,8 с одним проходом на прямом участке и на закруглении

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, P , м	Кoeffици- ент аэро- динамического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
19,8	18,8	16,3	22,7	15,5	20	129,6

**ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ
НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ**

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		устройство канаваки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и расклинку, м^3				
СВП-27	СВП-33	СВП-27	СВП-33	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,393	0,486	0,393	0,486	0,18	0,34	3,0	0,040	2,0	0,97	1,0	14,1
1,25	0,390	0,482	0,488	0,603	0,18	0,34	3,0	0,041				14,7
1,43	0,388	0,480	0,555	0,686	0,18	0,34	3,0	0,042				15,1
2,00	0,385	0,477	0,770	0,954	0,18	0,34	3,0	0,045				16,6

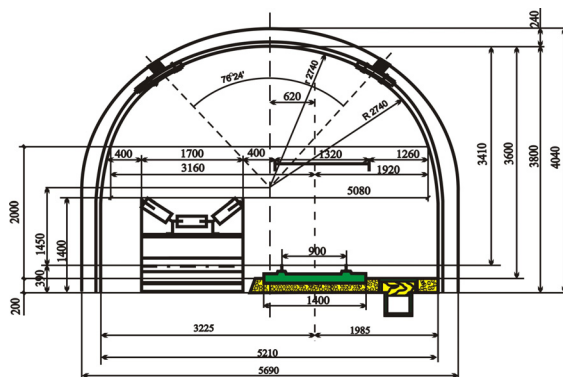


Рис. В.10. Схема двухпутевой выработки сечением $S = 19,8 \text{ м}^2$, закрепленной трехзвенной арочной крепью КМП-19,8 с одним проходом на прямом участке и на закруглении

ХАРАКТЕРИСТИКА СЕЧЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

арки	Площадь сечения, м^2 выработки			Периметр после осадки, P , м	Кoeffици- ент аэроди- намического сопротивле- ния, $\alpha \cdot 10^4$	Предельное количество пропускае- мого возду- ха Q , $\text{м}^3/\text{сек}$
	в свету до осад- ки, S_0	в свету после осадки, S	в про- ходке, S_1			
19,8	19,2	16,6	22,7	15,7	32	113,6

ОБЪЕМ РАБОТ ПО КОНСТРУКТИВНЫМ ЭЛЕМЕНТАМ НА 1 П.М. ВЫРАБОТКИ

количество арок, шт.	Возведение постоянной крепи								Рельсо- вый путь		устройство канавки, м	побелка, м^2
	Расход материалов								длина, м	объем балласта, м^3		
	Металл, т				Затяжка							
	на 1 арку		на 1 п.м. выработки		железобе- тонная		сетчатая, м^2	дерево на распорки и раслинку, м^3				
СВП-27	СВП-33	СВП-27	СВП-33	кров- ли м^3	бо- ков м^3							
1,00	0,393	0,486	0,393	0,486	0,18	0,34	3,0	0,040	1,0	0,51	1,0	14,4
1,25	0,390	0,482	0,488	0,603	0,18	0,34	3,0	0,041				15,0
1,43	0,388	0,480	0,555	0,686	0,18	0,34	3,0	0,042				15,4
2,00	0,385	0,477	0,770	0,954	0,18	0,34	3,0	0,045				16,9

ПЕРЕЧЕНЬ ССЫЛОК

1. Калиткин, Н.Н. Численные методы [Текст] / Н.Н. Калиткин. – М.: Наука, 1978. – 197 с.
2. Дэннис, Д. Численные методы безусловной оптимизации и решения нелинейных уравнений [Текст] / Д. Дэннис, Р. Шнабель. – М.: Мир, 1988. – 440 с.
3. Яненко, Н.Н. Метод дробных шагов решения многомерных задач математической физики [Текст] / Н.Н. Яненко. – Новосибирск: Наука, 1967. – 231 с.
4. Безухов, Н.И. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач [Текст] / Н.И. Безухов, О.В. Лужин. – М.: Высшая школа, 1974. – 200 с.
5. Крауч, С. Методы граничных элементов в механике твердого тела [Текст] / С. Крауч, А. Старфилд. – М.: Мир, 1987. – 326 с.
6. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К. Бате, Е. Вилсон. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.
7. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике [Текст] / О. Зенкевич. – М.: Мир, 1975. – 542 с.
8. Стренг, Г. Теория метода конечных элементов [Текст] / Г. Стренг, Дж. Фикс. – М.: Мир, 1977. – 439 с.
9. Амусин, Б.З. Метод конечных элементов при решении задач горной геомеханики [Текст] / Б.З. Амусин, А.Б. Фадеев. – М.: Недра, 1975. – 143 с.
10. Норри, Д. Введение в метод конечных элементов [Текст] / Д. Норри, де Фриз Ж. – М.: Мир, 1981. – 304 с.
11. Бондаренко, В.И. Обоснование модели исследования напряженного состояния слоистого породного массива вокруг пластовой выработки [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев // Науковий вісник НГУ. – 2006. – №10. – С. 3-5.
12. Бондаренко, В.И. Влияние физико-механических характеристик горного массива на эпюры распределения напряжений вблизи магистрального штрека [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев // Науковий вісник НГУ. – 2006. – №11. – С. 6-8.
13. Ковалевская, И.А. Эволюция математического эксперимента в решениях прикладных задач геомеханики [Текст] / И.А. Ковалевская, В.В. Фомичев // Науковий вісник НГУ. – 2007. – №9. – С. 8-12.
14. Бондаренко, В.И. Исследование зоны предельного состояния пород вокруг выработки в мелкослоистом горном массиве [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев // Матер. междунар. конф. «Форум гірників-2006». – С.34-39.
15. Бондаренко, В.И. Системная методология прогноза устойчивости пластовой выработки в слоистой углевмещающей толще [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев // Матер. междунар. научн.-практ. конф. «Школа подземной разработки». – Днепропетровск: НГУ, 2007. – С. 158-165.

16. Бондаренко, В.И. Моделирование предельного и запредельного состояния слоистого породного массива вокруг пластовой выработки [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев // Матер. междунар. конф. «Форум гірників». – Днепропетровск: НГУ, 2007. Том 1. – С. 56-62.

17. Бондаренко, В.И. Исследование зоны предельного состояния пород вокруг выработки в мелкослоистом горном массиве [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, В.В. Фомичев // Материалы междунар. конф. «Форум гірників». Том 1. – Днепропетровск: НГУ, 2006. – С. 34-39.

18. Бондаренко, В.И. Алгоритм исследования проблемы устойчивости пластовых выработок в слоистом породном массиве [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, А.И. Коваль, В.В. Фомичев, Л.Я. Фомичева // Науковий вісник НГУ. – 2007. – №6. – С. 3-8.

19. Ковалевская, И.А. Исследование влияния геомеханических параметров углевмещающего массива слабых пород на пучение почвы выработки [Текст] / И.А. Ковалевская, А.Р. Мамайкин, В.В. Фомичев // Науковий вісник НГУ, 2008. – №7. – С. 32-35.

20. Бондаренко, В.И. Обоснование и исследование пространственной геомеханической модели сдвижения вокруг пластовой выработки тонкослоистого массива слабых пород [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, А.Г. Симанович, В.В. Фомичев // Вісті Донецького гірничого інституту, 2009. – №1. – С. 183-190.

21. Бондаренко, В.И. Взаимосвязь НДС элементов системы «массив-крепь» с прочностными характеристиками боковых пород [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская, А.В. Вивчаренко, В.В. Фомичев // Материалы III междунар. научн.-практ. конф. «Школа подземной разработки». – Днепропетровск: «ЛізуновПрес», 2009. – С. 99-105.

22. Ковалевская, И.А. Влияние геомеханических параметров углевмещающего массива на перемещения рамной крепи в зоне прохода людей [Текст] / И.А. Ковалевская, В.Г. Черватюк, Г.А. Симанович // Материалы III междунар. научн.-практ. конф. «Школа подземной разработки». – Днепропетровск: «ЛізуновПрес», 2009. – С. 208-214.

23. Ковалевская, И.А. Экспериментальные исследования перемещений опор стоек крепи пластовой выработки [Текст] / И.А. Ковалевская, В.Н. Почепов, А.Р. Мамайкин // Материалы III междунар. научн.-практ. конф. «Школа подземной разработки». – Днепропетровск: «ЛізуновПрес», 2009. – С. 392-397

24. Ковалевская, И.А. Методология разработки метода расчета перемещений контура рамной крепи пластовой выработки [Текст] / И.А. Ковалевская // Науковий вісник НГУ. – 2009. – №11. – С.13-16.

25. Бондаренко, В.И. Методика исследования влияния поперечного сечения пластовой выработки вида крепи на перемещения ее контура [Текст] / В.И. Бондаренко, Ю.Б. Грядущий, Г.А. Симанович // Материалы III междунар. научн.-практ. конф. «Школа подземной разработки». – Днепропетровск: «ЛізуновПрес», 2009. – С. 23-29.

26. Ковалевская, И.А. Обоснование критериев оценки эксплуатационной пригодности подготовительной выработки [Текст] / И.А. Ковалевская, Г.А. Симанович, А.Р. Мамайкин // Науковий вісник НГУ. – 2010 – №1. – С. 17-19.
27. КД 12.01.01.201-98. Руководящий нормативный документ Министерства угольной промышленности. Расположение, охрана и поддержание горных выработок при отработке угольных пластов на шахтах. Методические указания [Текст]. – К.: УкрНИМИ, 1998. – 149 с.
28. Руководство по поддержанию горных выработок на шахтах Западного Донбасса [Текст]. – Спб.: ВНИМИ, 1992. – 51 с.
29. Усаченко, Б.М. Охрана подготовительных выработок глубоких горизонтов шахт Западного Донбасса [Текст] / Б.М. Усаченко, В.Я. Кириченко, А.В. Шмиголь. – М.: ЦНИИЭуголь, 1992. – 168 с.
30. Прогнозный каталог шахтопластов Донецкого угольного бассейна с характеристикой горно-геологических факторов и явлений [Текст]. – М.: ИГД им. А.А. Скочинского, 1982. – 267 с.
31. Виноградов, В.В. Геомеханика управления состоянием массива вблизи горных выработок [Текст] / В.В. Виноградов. – К.: Наукова думка, 1989. – 192 с.
32. Ставрогин, А.Н. Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах [Текст] / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. – М.: Недра, 1985. – 271 с.
33. Сечения горных выработок, закрепленных металлической арочной шатровой крепью для условий шахт Западного Донбасса [Текст]. – Днепропетровск: Фонды института «Днепрогипрошахт» (архивный №188406), 1988. – 274 с.
34. Ковалевская, И.А. Геомеханика управления устойчивостью пространственной системы «массив-упрочненные породы-крепь подземных выработок» [Текст]: дис. д-ра техн. наук / И.А. Ковалевская. – Днепропетровск, 2004. – 349 с.
35. Исследования на моделях из эквивалентных материалов процесса формирования нагрузки на крепь горной выработки [Текст]: отчет о НИР / ДонУГИ; ГР 2292224000. – 1990. – 54 с.
36. Литвинский, Г.Г. Шахтные наблюдения за развитием зоны неупругих деформаций вокруг капитальных выработок [Текст] / Г.Г. Литвинский, Е.Б. Дружок // Проектирование и строительство угольных предприятий. – 1970. – №3. – С. 34-38.
37. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений [Текст] / Н.С. Булычев. – М.: Недра, 1982. – 272 с.
38. Заславский, Ю.З. Расчет параметров крепи выработок глубоких шахт [Текст] / Ю.З. Заславский, А.Н. Зорин, И.Л. Черняк. – К.: Техника, 1972. – 156 с.
39. Янс, Г. Влияние сопротивления крепи на уменьшение сечения выработки [Текст] / Г. Янс // Глюкауф. – 1962. – №25. – С. 13-25.
40. Брайнер, Г. Конвергенция и сопротивление крепи в горизонтальных выработках, особенно подверженных деформациям [Текст] / Г. Брайнер // Глюкауф. – 1965. – №25. – С. 13-18.

41. Басинский, Ю.М. Выбор параметров крепи капитальных выработок на основе прогнозирования смещения пород [Текст] / Ю.М. Басинский // Тр. ВНИМИ. – 1978. – Вып. 109. – С. 37-44.

42. Басинский, Ю.М. Выбор рациональных параметров крепи для капитальных выработок глубоких шахт Центрального района Донбасса [Текст] / Ю.М. Басинский, Е.А. Иванов // Тр. ВНИМИ. – 1973. – Вып. 88. – С. 81-89.

43. Басинский, Ю.М. Исследование влияния сопротивления крепи на величину и скорость смещения пород на контуре капитальной выработки [Текст] / Ю.М. Басинский, Е.А. Иванов // Тр. ВНИМИ. – 1967. – Вып. 63. – С. 409-428.

44. Костомаров, Н.Е. Влияние прочности массива на размер зоны неупругих деформаций пород вокруг одиночной выработки [Текст] / Н.Е. Костомаров // Тр. ВНИМИ. – 1977. – Вып. 103. – С.67-70.

45. Глушко, В.Т. Исследование физико-механических свойств горных пород и проявлений горного давления в подготовительных выработках глубоких шахт Донбасса [Текст] / В.Т. Глушко, Н.И. Ваганов, И.С. Кравцов, Б.М. Усаченко. – К.: Наукова думка, 1969. – 72 с.

46. Фисенко, Г.Л. Предельное состояние горных пород вокруг выработок [Текст] / Г.Л. Фисенко. – М.: Недра, 1976. – 272 с.

47. Баклашов, И.В. Механика подземных сооружений и конструкции крепей [Текст] / И.В. Баклашов, Б.А. Картозия. – М.: Недра, 1984. – 415 с.

48. Баклашов, И.В. Механические процессы в породных массивах [Текст] / И.В. Баклашов, Б.А. Картозия. – М.: Недра, 1986. – 272 с.

49. Эверлинч, Г. Исследование на моделях взаимодействия горных пород и крепи выемочных штреков [Текст] / Г. Эверлинч // Глюкауф. – 1962. – №25. – С. 25-36.

50. Филатов, И.А. Изучение упруго-пластического деформирования и разрушения массивов горных пород вблизи подземных выработок на моделях [Текст] / И.А. Филатов, В.Д. Беляков // Тр. ВНИМИ. – 1978. – Вып.109. – С. 57-62.

51. СниП II-94-80. «Подземные горные выработки» [Текст]. – М.: Стройиздат, 1982. – 30 с.

52. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи [Текст] / ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 272 с.

53. Шашенко, А.Н. Устойчивость подземных выработок в неоднородном породном массиве [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / А.Н. Шашенко. – Днепропетровск, 1988. – 507 с.

54. Новикова, Л.В. Теоретические основы и методы расчета параметров средств крепления и охраны подготовительных выработок марганцеворудных шахт [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / Л.В. Новикова. – Днепропетровск, 1989. – 361 с.

55. Виноградов, В.В. Разрушение горных пород и прогнозирования проявлений горного давления [Текст] / В.В. Виноградов, В.Т. Глушко. – М.: Недра, 1982. – 214 с.

56. Ковалевская, И.А. Расчет параметров многослойной крепи горных выработок с переменной толщиной слоев [Текст] / И.А. Ковалевская. – Днепропетровск: Системные технологии, 1999. – 44 с.

57. Bondarenko, V.I. The analysis of Anchor influence on stress and deform condition influence on stress and deform condition of frame and anchor support and calculation of their parameters / V.I. Bondarenko, G.A. Simanovich, I.A. Kovalevskaya, A.G. Dunaev // MPES and MEEI. – 2001. – P. 13-15.

58. 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, 1995 – 200 с.

59. Ферстер, Э. Методы корреляционного и регрессионного анализа [Текст] / Э. Ферстер, Б. Ренц. – М.: Финансы и статистика, 1983. – 302 с.

60. Львовский, Е.Н. Статистические методы построения эмпирических формул [Текст] / Е.Н. Львовский. – М.: Высшая школа, 1988. – 239 с.

61. Дрейнер, Н. Прикладной регрессионный анализ [Текст] / Н. Дрейнер, Т. Смит. – М.: Финансы и статистика, 1987. – 355 с.

62. Роенко, А.Н. Взаимодействие комбинированной крепи капитальной горной выработки с породным массивом и методика расчета крепи [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / А.Н. Роенко. – Днепропетровск, 1983. – 195 с.

63. Потураев, В.Н. Прикладная механика резины [Текст] / В.Н. Потураев, В.И. Дырда, И.И. Круш. – К.: Наукова думка, 1980. – 260 с.

64. Широков, А.П. Расчет анкерной крепи для различных условий применения [Текст] / А.П. Широков, В.А. Лидер, Б.Г. Писляков. – М.: Недра, 1976. – 208 с.

65. Чукан, Б.К. Комбинированная крепь для горных выработок глубоких шахт [Текст] / Б.К. Чукан // Шахтное строительство. – 1965. – №6. – С. 8-9.

66. Широков, А.П., Расчет и выбор крепи сопряжений горных выработок [Текст] / А.П. Широков, Б.Г. Писляков. – М.: Недра, 1978. – 304 с.

67. Юрченко, И.А. Энергетический подход к расчету штанговой крепи [Текст] / И.А. Юрченко. – ФТПРПИ, 1970. – №1. – С. 27-32.

68. Топалкароев, А.Т. Метод расчета параметров штанговой крепи по энергетическому балансу [Текст] / А.Т. Топалкароев // Шахтное строительство, 1966. – №8. – С. 18-21.

69. Штанговая крепь [Текст] / под ред. В.Н. Семевского. – М.: Недра, 1965. – 328 с.

70. Борисов, А.А. Новые методы расчета штанговой крепи [Текст] / А.А. Борисов. – М.: Госгортехиздат, 1962. – 64 с.

71. Югон, А. Штанговое крепление горных пород [Текст] / А. Югон, А. Кост. – М.: Госгортехиздат, 1962. – 204 с.

72. Тимофеев, О.В. Методика расчета параметров штанговой крепи при упругопластическом деформировании массива пород [Текст] / О.В. Тимофеев. – В сб.: Устойчивость и крепление горных выработок. – Л.: Изд-во ЛГИ, 1976. – Вып. 3. – С. 30-34.

73. Серегин, Ю.Н. К теории железобетонного анкерного крепления [Текст] / Ю.Н. Серегин, Л.К. Досмагамбетова, В.Д. Егоров. – В сб.: Горное давление, методы управления и контроля. – Фрунзе: Илим, 1979. – С. 364-371.

74. Ержанов Ж.С. Устойчивость заштангованной кровли очистных камер [Текст] / Ж.С. Ержанов, Ю.Н. Серегин, В.Д. Егоров. – Алма-Ата: Наука, 1976. – 119 с.

75. Ержанов, Ж.С., Серегин Ю.Н., Егоров В.Д. Расчет беззамкового анкерного крепления кровли очистных камер [Текст] / Ж.С. Ержанов, Ю.Н. Серегин, В.Д. Егоров. – Алма-Ата: Наука, 1981. – 79 с.

76. Булат, А.Ф. Опорно-анкерное крепление горных выработок угольных шахт [Текст] / А.Ф. Булат, В.В. Виноградов. – Днепропетровск: Вильпо, 2002. – 372 с.

77. Ковалевская, И.А. Алгоритм расчета параметров подсистемы «упрочненные породы – крепь» горных выработок [Текст] / И.А. Ковалевская // Науковий вісник НГА України. – 2002. – №2. – С. 32-33.

78. Ковалевская, И.А. Обоснование и построение обобщенной и базовой расчетных схем подсистемы «упрочненные породы-крепь» [Текст] / И.А. Ковалевская // Науковий вісник НГА України. – 2003. – №1. – С. 10-12.

79. Ковалевская, И.А. Алгоритм интенсификации процессов упрочнения приконтурного массива для повышения устойчивости горных выработок [Текст] / И.А. Ковалевская // Науковий вісник НГА України. – 2002. – №1. – С. 13-15.

80. Ковалевская, И.А. Оптимизация параметров упрочнения приконтурных пород горных выработок анкерами [Текст] / И.А. Ковалевская // Науковий вісник НГА України. – 2002. – №5. – С. 38-40.

81. Ковалевская, И.А. Влияние параметров упрочнения анкерами приконтурных пород на их реакцию [Текст] / И.А. Ковалевская // Науковий вісник НГА України. – 2002. – №3. – С. 28-30.

82. Bondarenko, V.I. Interaction of the working support with the rock mass / V.I. Bondarenko, I.A. Kovalevskaya, P.P. Korg. – MPES and MEEI, 1999. – P. 227-231.

83. Бондаренко, В.И. Геомеханика взаимодействия элементов системы «массив-упрочненные породы-крепь» [Текст] / В.И. Бондаренко, И.А. Ковалевская // Матер. XII межд. научн. школы «Деформирование и разрушение материалов с дефектами и динамические явления в горных породах и выработках». – Симферополь: Таврич. нац. ун-т. – 2003. – С. 71-73.

84. Орленко, Л.П. Поведение материалов при интенсивных динамических нагрузках [Текст] / Л.П. Орленко. – М.: Машиностроение, 1964. – 167 с.

85. Волошенко-Климовицкий, Ю.Я. Об измерении предела текучести при ударном растяжении. Проблемы прочности в машиностроении [Текст] / Ю.Я. Волошенко-Климовицкий. – М.: Изд-во АН СССР, 1959. – Вып. 3. – С. 122-126.

86. Широков, А.П. Анкерная крепь в горнодобывающей промышленности [Текст] / А.П. Широков. – Кемерово: Кемеровское кн. изд-во, 1973. – 152 с.

87. Баклашов, И.В. Конструкции и расчет крепей и обделок [Текст] / И.В. Баклашов, О.В. Тимофеев. – М.: Недра, 1979. – 263 с.

88. Мельников, Н.И. Анкерная крепь [Текст] / Н.И. Мельников. – М.: Недра, 1980. – 252 с.

89. Рогинский, В.М. К расчету железобетонной штанговой крепи [Текст] / В.М. Рогинский. – В сб.: Опыт усовершенствования проходки и крепления горных выработок на рудниках цветной металлургии. – М.: ЦНИИТЭИ цветной металлургии, 1966. – С. 28-32.

90. Мирзаев, Г.Г. Режим работы железобетонной штанги под нагрузкой [Текст] / Г.Г. Мирзаев. – В сб.: Опыт усовершенствования проходки и крепления горных выработок на рудниках цветной металлургии. – М.: ЦНИИТЭИ цветной металлургии, 1966. – С. 45-48.

91. Бродский, В.П. Анкеровка и коррозия арматуры в конструкциях шахтной крепи из высокопрочного шлакосиликатного бетона [Текст] / В.П. Бродский, Ф.А. Руди // Шахтное строительство. – 1972. – №7. – С.19-22.

92. Мурашев, В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона [Текст] / В.И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 286 с.

93. Астрова Т.Н. Анкеровка стержневой арматуры периодического профиля в обычном и предварительно напряженном железобетоне [Текст] / Т.Н. Астрова, С.А. Дмитриев, Н.М. Мулин. – М.: Труды НИИЖБ, 1961. – С. 123-131.

94. Гусев, Ю.И. Исследование режимов работы и параметров армирующего породе элемента, устанавливаемого взрывным способом [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ю.И. Гусев; [ИГД им. А.А. Скочинского]. – М., 1971. – 22 с.

95. Руппнейт, К.В. Давление и смещение горных пород в лавах пологопадающих пластов [Текст] / К.В. Руппнейт. – М.: Углетехиздат, 1957. – 228 с.

96. Штамповка взрывом. Основы теории [Текст] / под ред. М.А. Анучина. – М.: Машиностроение, 1972. – 152 с.

97. Трубы стальные бесшовные, гладкие, нарезные, сварные профильные и с покрытием [Текст]. – М.: Издат. комитета стандартов, мер и измерит. приборов при Совмине СССР, 1969. – 464 с.

98. Шушко, Л.А. Исследование метания металлической полосы скользящей детонационной волной [Текст] / Л.А. Шушко, Б.И. Шехтер, С.Л. Крыськов // ФГВ. – 1975. – №2. – С. 264-268.

99. Иванов, А.Г. Исследование упругопластических волн в железе и стали при взрывном нагружении [Текст] / А.Г. Иванов, С.А. Новиков, В.А. Синицын. – Физика твердого тела, 1963. – Т.5. – Вып.1. – С. 269-278.

100. Кузнецов, В.И. О разрушении металлических колец в пластическом состоянии [Текст] / В.И. Кузнецов // ФГВ. – 1973. – №4. – С. 567-571.

101. Сериков, С.В. Об устойчивости течения металлических колец под действием взрыва [Текст] / С.В. Сериков // ФГВ. – 1975. – №1. – С. 112-119.

102. Ильюшин, А.А. Упруго-пластические деформации полых цилиндров [Текст] / Ильюшин А.А., Огибалов П.М. – М.: Изд-во МГУ, 1960. – 227 с.

103. Ляхов, Г.М. Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах [Текст] / Г.М. Ляхов. – М.: Недра, 1974. – 192 с.

104. Миндели, Э.О. Разрушение горных пород [Текст] / Э.О. Миндели. – М.: Недра, 1974. – 600 с.

105. Клаповский, В.Е. Экспериментальное исследование сжимаемости некоторых горных пород [Текст] / В.Е. Клаповский // Разрушение горных пород взрывом. – Фрунзе: Илим, 1970. – С. 33-48.

106. Амелина, Л.С. Энергетическая оценка процесса сварки биметалла с использованием энергии взрыва [Текст] / Л.С. Амелина, Ю.В. Гаек, А.Н. Свириденко // ФГВ. – 1970. – №3. – С. 358-363.

107. Дерibas, А.А. Физика упрочнения и сварки взрывом [Текст] / А.А. Дерibas. – Новосибирск: Наука, 1972. – 188 с.

108. Баум, Ф.А. Физика взрыва [Текст] / Ф.А. Баум, К.П. Станюкович, Ю.И. Шехтер. – М.: Наука, 1975. – 704 с.

109. Нормативный справочник по буровзрывным работам [Текст]. – М.: Недра, 1975. – 431 с.

110. Поздняков, З.Г. Справочник по промышленным взрывчатым веществам и средствам взрывания [Текст] / З.Г. Поздняков, Б.Д. Росси. – М.: Недра, 1977. – 254 с.

111. Безухов, Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести [Текст]. – М.: Высшая школа, 1961. – 537 с.

112. Баклашов, И.В. Механика горных пород [Текст] / И.В. Баклашов, Б.А. Картозия. – М.: Недра, 1975. – 271 с.

113. Сопротивление материалов [Текст]. – К.: Вища школа, 1979. – 696 с.

114. Рогинский, В.М. Проектирование и расчет железобетонной штанговой крепи [Текст] / В.М. Рогинский. – М.: Недра, 1971. – 80 с.

115. Справочник кадастр физических свойств горных пород [Текст]. – М.: Недра, 1975. – 279 с.

116. Барон, Л.И. Определение свойств горных пород [Текст] / Л.И. Барон, Б.М. Логунцов, Е.З. Позин. – М.: Госгортехиздат, 1962. – 332 с.

117. Мохначев, М.П. Усталость горных пород [Текст] / М.П. Мохначев. – М.: Наука, 1979. – 152 с.

118. Протодьяконов, М.М. Метод определения прочности пород на одноосное сжатие [Текст] / М.М. Протодьяконов. – В кн.: Механические свойства горных пород. – М.: Изд-во АН СССР, 1963. – С. 7-14.

119. Руппенейт, К.В. Некоторые вопросы механики горных пород [Текст] / К.В. Руппенейт. – М.: Углетехиздат, 1954. – 384 с.

120. Булычев, Н.С. Влияние технологической схемы сооружения капитальных выработок на характер взаимодействия крепи с массивом пород [Текст] / Н.С. Булычев // Устойчивость и крепление горных выработок. – Л.: Изд-во ЛГИ. – 1974. – Вып. 1. – С. 3-9.

121. Усаченко, Б.М. Свойства пород и устойчивость горных выработок [Текст] / Б.М. Усаченко. – К.: Наукова думка, 1979. – 135 с.

122. Басинский, Ю.М. Выбор параметров крепи капитальных выработок на основе прогнозирования смещения пород [Текст] / Ю.М. Басинский // Тр. ВНИМИ. – 1978. – Вып. 109. – С. 37-44.
123. Булычев, Н.С. Механика подземных сооружений [Текст] / Н.С. Булычев. – М.: Недра, 1982. – 272 с.
124. Баклашов, И.В. Механика подземных сооружений и конструкции крепей [Текст] / И.В. Баклашов, Б.А. Картозия. – М.: Недра, 1984. – 415 с.
125. Амусин, Б.В. Геомеханические основы определения параметров расчета и автоматизированного проектирования крепи капитальных выработок угольных шахт [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук / Б.В. Амусин. – Л., 1989. – 468 с.
126. 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. Сианович. – Д., 1993. – 408 с.
127. Бугаев, И.В. Обоснование параметров усовершенствованной технологии тампонажа закрепного пространства горных выработок [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / И.В. Бугаев. – Днепропетровск, 2000. – 134 с.
128. Пеньковский, Г.Ф. К расчету податливых крепей горных выработок глубокого заложения [Текст] / Г.Ф. Пеньковский // Известия вузов. Горный журнал. – 1983. – №1. – С. 19-24.
129. Кошелев, В.Ф. Аналитическое исследование смещений контура и нагрузок на крепь капитальных выработок с учетом запредельного деформирования пород [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.Ф. Кошелев; [Ленинградский горный институт]. – Л., 1979. – 18 с.
130. Выгодин, М.А. Методы повышения устойчивости горных выработок на шахтах Западного Донбасса [Текст] / М.А. Выгодин, В.В. Евтушенко // Шахтное строительство. – 1989. – №5. – С. 11-14.
131. Костомаров, Н.Е. Влияние прочности массива на размер зоны неупругих деформаций пород вокруг одиночной выработки [Текст] / Н.Е. Костомаров // Тр. ВНИМИ. – 1977. – Вып. 103. – С. 67-70.
132. Глушко, В.Т. Исследование физико-механических свойств горных пород и проявлений горного давления в подготовительных выработках глубоких шахт Донбасса [Текст] / В.Т. Глушко, Н.И. Ваганов, И.С. Кравцов, Б.М. Усаченко. – К.: Наукова думка, 1969. – 72 с.
133. Симанович, А.М. Совершенствование способов охраны подготовительных выработок [Текст] / А.М. Симанович, М.А. Сребный, В.И. Малов, И.Л. Белинский. – Донецк: Донбасс, 1973. – 121 с.
134. Горбачев, Т.Ф. Применение анкерной крепи в подготовительных выработках [Текст] / Т.Ф. Горбачев, Г.Г. Штумпф, Б.И. Стрыгин. – Новосибирск: Наука, 1972. – 295 с.
135. Гелескул, М.Н. Справочник по креплению капитальных и подготовительных горных выработок [Текст] / М.Н. Гелескул, В.Н. Каретников. – М.: Недра, 1982. – 479 с.

136. Степанов, В.Г. Высокоэнергетические импульсные методы обработки металлов [Текст] / В.Г. Степанов, И.А. Шавров. – Л.: Машиностроение, 1975. – 280 с.

137. Эпштейн, Г.Н. Строение металлов, деформированных взрывом [Текст] / Г.Н. Эпштейн. – М.: Металлургия, 1988. – 280 с.

138. Анкерная крепь. Справочник [Текст] / под редакцией А.П. Широкова. – М.: Недра, 1990. – 205 с.

139. Ковалевская, И.А. Анализ опыта применения анкерных крепей, совершенствования их конструкций и методов расчета параметров [Текст] / И.А. Ковалевская. – Днепропетровск: Системные технологии, 2000. – 86 с.

140. Симанович, Г.А. Взаимодействие породного массива с трубчатыми штангами и разработка метода расчета их параметров [Текст]: дис. ... канд. техн. наук / Г.А. Симанович. – Днепропетровск, 1982. – 193 с.

141. Штумпер, Г.Г. Новая конструкция анкерной крепи горных выработок [Текст] / Г.Г. Штумпер // Известия вузов. Горный журнал. – 1995. – №2. – С. 67-70.

142. А. с. 825999 СССР, МКИ Е 21Д21/00. Анкер для крепления горных выработок / Ануфриева В.П., В.А. Донец, Г.Г. Штумпф (СССР). – 2579765/22-03; заявл. 13.02.78; опубл. 30.10.79, Бюл. №40.

143. Широков, А.П. Практика и теория применения анкерной крепи. – В сб.: Крепление горных выработок на шахтах Дальнего Востока [Текст] / А.П. Широков. – Прокопьевск: Городская типография, 1971. – С. 6-51.

144. Siewerski, S. Kotwy Głowicami / S. Siewerski // Archewum Gornictwa Kwartalnik. – 1980. – №25. – P. 135-160.

145. Siewerski, S. Charakterystyka Sprawnosci pracy Kotwy / S. Siewerski // Przegląd Gorniczy. – 1987. – №34. – P. 309-312.

146. Pochial, Z. Kotwie elastyczne z głowicami gumowymi / Z. Pochial, A. Iedrzejowski, S. Siewerski // Przegląd Gorniczy. – 1975. – №31. – P. 409-414.

147. Iedrzejowski, A. Wpływ rodzaju mieszanek gumowych na nosność kotwy / A. Iedrzejowski, S. Planeta, S. Siewerski // Przegląd Gorniczy. – 1975. – №24. – P. 315-319.

148. Storey, R. Roof – Bolting in Nottighams hire with Particular Reference to Rufford Colliery / R. Storey // Mining Engineering. – 1988. – 147. – №316. – P. 325-332.

149. А.С. 1411504 СССР. Распорный анкер [Текст]: / Симанович Г.А., Симанович И.А. (СССР); опубл. 1988. Бюл. №39.

150. Бондаренко, В.И. Новая конструкция анкерной крепи, работающей при постоянном сопротивлении [Текст] / В.И. Бондаренко, Г.А. Симанович, И.А. Ковалевская // Уголь Украины. – 1997. – №8. – С.10-12.

151. Костокрыз, В.И. Трубчатая гидрораспорная анкерная крепь [Текст] / В.И. Костокрыз, В.П. Жупаненко, Г.Н. Мушкинский, В.А. Лысаковский // Шахтное строительство. – 1988. – №1. – С. 15-16.

152. Юхимов, Я.И. Трубчатая анкерная крепь [Текст] / Я.И. Юхимов, В.Г. Гальперин // Шахтное строительство. – 1982. – №8. – С. 26-28.

153. Кошумов, Б.Х. Сталеполимерные и латекс набрызг-бетонные крепи [Текст] / Б.Х. Кошумов // Горный журнал. – 1988. – №5. – С. 33-35.
154. Корн, А.В. Совершенствование конструкции железобетонной штанговой крепи [Текст] / А.В. Корн, Г.С. Цой // Горный журнал. – 1984. – №3. – С. 30-31.
155. Степин, А.А. Пути развития технологии возведения сталеполимерной анкерной крепи [Текст] / А.А. Степин, Ю.Д. Шварц, В.М. Мемошкин // Горный журнал. – 1983. – №5. – С. 36-37.
156. Симсон, Р.И. Новый способ закрепления анкерных штанг быстротвердеющей смесью на цементной основе [Текст] / Р.И. Симсон // Глюкауф. – 1980. – №23. – С. 41-43.
157. Мельников, Н.И. Анкерная крепь с закреплением в породах быстротвердеющим фосфогипсовым составом [Текст] / Н.И. Мельников, А.Н. Северьянов, В.Н. Мельников // Горный журнал. – 1985. – №10. – С. 40-41.
158. Дзауров, М.А. Исследование работоспособности армополимерной анкерной крепи горных выработок [Текст] / М.А. Дзауров // Шахтное строительство. – 1983. – № 6. – С.14-15.
159. Пустобриков, В.Н. Безампульная армополимерная анкерная крепь [Текст] / В.Н. Пустобриков, М.А. Дзауров // Шахтное строительство. – 1981. – №10. – С. 17.
160. Гальперин, В.Г. Применение анкеров с закреплением полимерными смолами [Текст] / В.Г. Гальперин // Шахтное строительство. – 1981. – №10. – С. 30-31.
161. Chaico, W. Roof Support Experience with Friction Rock Stabilizers [Текст] / W.H. Chaico, I.I. Scott // Mining Congres. – 1978. – №3. – P. 36-41.
162. Дзауров, М.А. Высокая несущая способность армополимерной анкерной крепи [Текст] / М.А. Дзауров // Шахтное строительство. – 1981. – №3. – С. 29-30.
163. Рогинский, В.М. Проектирование и расчет железобетонной штанговой крепи [Текст] / В.М. Рогинский. – М.: Недра, 1971. – 81 с.
164. Емельянов, Б.И. Исследование работы железобетонных анкеров с помощью тензометрических датчиков [Текст] / Б.И. Емельянов, А.З. Харин. – В сб.: Крепление горных выработок на шахтах Дальнего Востока. – Прокопьевск: Городская типография, 1971. – С. 115-119.
165. Рогинский, В.М. Испытания железобетонных штанг с помощью тензодатчиков сопротивлений [Текст] / В.М. Рогинский // Горный журнал. – 1968. – №12. – С. 69-70.
166. Скобозцов, В.С. Исследование напряжений в железобетонных анкерах [Текст] / В.С. Скобозцов, Ю.С. Афанасьев // ФТПРПИ. – 1973. – №3. – С. 29-34.
167. Гуминский, М.В. Податливый анкер для крепления горных выработок [Текст] / М.В. Гуминский, О.Г. Сахно, А.С. Нестеренко // Известия вузов. Горный журнал. – 1987. – №4. – С. 28-30.

168. Баранов, Е.Г. Исследование режимов работы трубчатой штанговой крепи [Текст] / Е.Г. Баранов, Г.А. Симанович // Известия вузов. Горный журнал. – 1982. – №10. – С. 23-26.

169. Симанович, Г.А. Определение рабочей характеристики трубчатой штанговой крепи [Текст] / Г.А. Симанович, А.М. Симанович // Известия вузов. Горный журнал. – 1985. – №7. – С. 41-44.

170. А. с. 796448 (СССР). Способ установки трубчатого анкера [Текст] / Сенцов П.И., Сагалаев Ю.И., Чурсин Б.Н., Андреев А.В. (СССР). – 2740224/22-03; заявл. 22.03.79; опубл. 1981, Бюл. №2.

171. А. с. 969903 (СССР). Способ упрочнения породного массива вокруг выработки [Текст] / Сенцов П.И. и Коршун А.П. (СССР). – 3267529/22-3; заявл. 01.04.81; опубл. 1982, Бюл. №40.

172. Скрамтаев, Б.Г. и др. Строительные материалы [Текст] / Б.Г. Скрамтаев. – М.: Госиздат. литературы по строительным материалам, 1953. – 643 с.

173. Писаренко, Г.С. Сопротивление материалов [Текст] / Г.С. Писаренко, В.А. Агарев, А.Л. Квитка и др. – К.: Вища школа, 1979. – С. 185.

174. Любошиц, М.И. Справочник по сопротивлению материалов [Текст] / М.И. Любошиц, Г.М. Ицкович. – Минск: Высшая школа, 1969. – С. 351-354.

175. Бокий, Б.В. Технология и комплексная механизация проведения горных выработок [Текст] / Б.В. Бокий, Е.А. Зиминая, В.В. Смирняков и др. – М.: Недра, 1972. – 504 с.

176. Кошляков, Н.С. Дифференциальные уравнения математической физики [Текст] / Н.С. Кошляков, Э.Б. Глинер, М.М. Смирнов. – М.: Физматгиз, 1962. – 768 с.

177. Камке, Э. Справочник по обыкновенным дифференциальным уравнениям [Текст] / Э. Камке. – М.: Наука, 1976. – 576 с.

178. Симанович, Г.А. Взаимодействие породного массива с трубчатыми штангами и разработка метода расчета их параметров [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Г.А. Симанович. – Днепропетровск, 1982. – 19 с.

179. 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.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
Раздел 1. НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЗАИМОСВЯЗИ НДС ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «СЛОИСТЫЙ МАССИВ-КРЕПЬ ВЫРАБОТКИ» С ГЕОМЕХАНИЧЕСКИМИ ПАРАМЕТРАМИ	6
1 ПРИМЕНЕНИЕ ЧИСЛЕННЫХ МЕТОДОВ В РЕШЕНИИ ЗАДАЧ НЕЛИНЕЙНОЙ МЕХАНИКИ СПЛОШНЫХ СРЕД	6
1.1 Развитие методов математического моделирования	6
1.2 Анализ базовых принципов построения разностных численных методов в механике сплошных сред	10
1.3 Использование метода конечных элементов в моделировании объектов с нелинейными характеристиками	28
2 БАЗОВЫЕ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ РАЗРАБОТКИ МЕТОДА РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА ГОРНОЙ ВЫРАБОТКИ	38
2.1 Анализ влияния характеристик неоднородности тонкослоистого горного массива на результаты вычислительного эксперимента	38
2.2 Основные научно-практические результаты исследований взаимосвязи НДС элементов системы «слоистый массив-крепь выработки» с геомеханическими параметрами	48
2.3 Методологические принципы разработки методики расчета перемещений контура рамной крепи пластовой подготовительной выработки	54
Раздел 2. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА ПЛАСТОВЫХ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В СЛОИСТОМ МАССИВЕ СЛАБЫХ ПОРОД И СПОСОБА ПРОГНОЗНОЙ ОЦЕНКИ ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО ИХ СОСТОЯНИЯ	56
3 МЕТОДИКА РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНТУРА ПЛАСТОВЫХ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК	56
3.1 Область и условия применения	56
3.2 Общие положения	57

3.3	Основные исходные данные и расчетные положения	58
3.4	Расчет перемещений контура рамной крепи пластовых выработок	62
3.4.1	Опускание замка свода рамной крепи	62
3.4.2	Вертикальные перемещения свода рамной крепи в зоне прохода людей	66
3.4.3	Вдавливание стоек рамной крепи в породы почвы выработки	67
3.4.4	Поднятие почвы посередине ширины выработки	69
3.4.5	Горизонтальные перемещения рамной крепи в зоне прохода людей	72
3.4.6	Горизонтальное перемещение опор стоек рамной крепи	75
3.4.7	Площадь поперечного сечения выработки в свету после осадки	79
4	ПРОГНОЗНАЯ ОЦЕНКА ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛАСТОВЫХ ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК	80
4.1	Критерии оценки эксплуатационного состояния пластовых подготовительных выработок	80
4.2	Алгоритм прогнозной оценки эксплуатационного состояния пластовых выработок	83
4.3	Пример расчета прогнозной оценки эксплуатационного состояния однопутевой (колея 900 мм) пластовой выработки (КШПУ-11,7) с двумя проходами, пройденной по песчано-глинистым сланцам	84
4.3.1	Общие исходные данные	84
4.3.2	Механические характеристики близлежащих породных слоев	85
4.3.3	Расчет перемещений контура выработки	87
4.3.4	Оценка эксплуатационного состояния однопутевой выработки	90
4.4	Пример расчета прогнозной оценки эксплуатационного состояния пластовой выработки (КШПУ-11,7), оборудованной конвейером 1Л80 и рельсовым путем (колея 600 мм), пройденной по глинистым сланцам	92
4.4.1	Общие исходные данные	92

4.4.2	Механические характеристики близлежащих породных слоев	92
4.4.3	Расчет перемещений контура выработки осуществляется по методике, подробно изложенной в §4.3	93
4.4.4	Оценка эксплуатационного состояния пластовой выработки	96
4.5	Пример расчета прогнозной оценки эксплуатационного состояния однопутевого (колея 900 мм) магистрального штрека (КШПУ-14,4) с одним проходом, пройденного по глинистым сланцам	97
4.5.1	Общие исходные данные	97
4.5.2	Механические характеристики близлежащих породных слоев	98
4.5.3	Расчет перемещений контура выработки	99
4.5.4	Оценка эксплуатационного состояния однопутевого магистрального штрека	102
	Раздел 3. ОПТИМИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ВЫРАБОТОК АНКЕРНОЙ И РАМНО-АНКЕРНОЙ КРЕПЯМИ	103
5	РАСЧЕТ И ИССЛЕДОВАНИЕ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОДСИСТЕМЫ «УПРОЧНЕННЫЕ ПОРОДЫ-АНКЕРНАЯ КРЕПЬ»	103
5.1	Алгоритм расчета рациональных параметров подсистемы «упрочненные породы-крепь»	104
5.2	Анализ влияния параметров упрочнения приконтурного породного слоя анкерами на его реакцию	107
5.3	Оптимизация параметров упрочнения приконтурных пород анкерами	110
5.4	Определение области целесообразного использования анкеров как самостоятельной крепи	115
	Выводы	120
6	РАСЧЕТ И ИССЛЕДОВАНИЕ РАЦИОНАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОДСИСТЕМЫ «УПРОЧНЕННЫЕ ПОРОДЫ-РАМНО-АНКЕРНАЯ КРЕПЬ»	121
6.1	Обоснование расчетной схемы рамно-анкерной крепи	121
6.2	Алгоритм поиска рациональных параметров рамно-анкерной крепи	123

6.3	Расчет рациональных параметров рамно-анкерной крепи и анализ их взаимосвязи с параметрами системы «массив-упрочненные породы-крепь»	125
6.4	Практическое регулирование параметров рамно-анкерной крепи	137
	Выводы	139
	Раздел 4. РАЗРАБОТКА, ИССЛЕДОВАНИЕ И ОПТИМИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ПОДАТЛИВОЙ ТРУБЧАТОЙ АНКЕРНОЙ КРЕПИ	140
7	ГЕОМЕХАНИКА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ АНКЕРНОЙ КРЕПИ С ПОРОДНЫМ МАССИВОМ	140
7.1	Анализ современных теорий взаимодействия породного массива с анкерной крепью	140
7.2	Анализ теоретических предпосылок в конструировании анкерной крепи	142
7.3	Разработка конструкции и технологии установки трубчатого анкера ТА1	145
7.4	Анализ методов расчета параметров анкерной крепи	148
8	ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ СИСТЕМЫ «ТРУБНАЯ ЗАГОТОВКА-Порода»	152
8.1	Разработка и обоснование аналитической модели деформирования трубной заготовки энергией взрыва	152
8.2	Определение массы заряда ВВ и разработка критерия оптимизации геометрических параметров системы «трубная заготовка-порода»	157
8.3	Исследование решений по расчету деформирования системы «трубная заготовка-порода» и выбор заряда ВВ	160
	Выводы	163
9	ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «ТРУБЧАТЫЙ АНКЕР ТА1-Порода» ПРИ СТАТИЧЕСКОМ ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С ПОРОДНЫМИ СТЕНКАМИ ШПУРА	164
9.1	Определение напряженного состояния анкера ТА1 и вмещающих пород при схеме «подвешивания»	164

9.2	Определение напряженного состояния анкера и вмещающих пород при схеме совместного их деформирования	170
10	РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1 ПРИ СТАТИЧЕСКОМ ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С ПОРОДНЫМИ СТЕНКАМИ ШПУРА	176
10.1	Разработка метода расчета несущей способности трубчатого анкера ТА1	176
10.2	Исследование напряженного состояния системы «трубчатый анкер-порода» и несущей способности анкера ТА1	178
10.3	Определение длины рабочего участка и рабочей характеристики анкера ТА1	189
11	ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ТРУБЧАТЫХ АНКЕРОВ ТА1	193
11.1	Методика, результаты и анализ экспериментальных исследований динамического деформирования системы «трубная заготовка-порода»	193
11.1.1	Исследования динамического деформирования трубной заготовки вне контакта с породными стенками шпура	193
11.1.2	Исследования ударного взаимодействия трубной заготовки с породными стенками шпура	198
11.1.3	Исследования упрочнения взрывом материала трубной заготовки	200
11.2	Методика, результаты и анализ экспериментальных исследований статического взаимодействия системы «трубчатый анкер-порода»	202
11.2.1	Исследования, изменения давления на контакте «анкер-порода» и несущей способности трубчатого анкера ТА1 во времени	202
11.2.2	Исследования напряженного состояния, несущей способности и рабочей характеристики трубчатого анкера ТА1	206
12	РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ ТРУБЧАТОГО АНКЕРА ТА1	210
12.1	Расчет параметров трубчатого анкера ТА1 при решении прямой задачи	210

12.2	Расчет параметров трубчатого анкера при решении обратной задачи	213
12.3	Графический метод расчета параметров трубчатого анкера ТА1	213
12.3.1	Расчет массы заряда ВВ и отношения фактической и предельной относительных деформаций трубной заготовки с наполнителем	213
12.3.2	Расчет массы ВВ и отношения фактической и предельной относительных деформаций заготовки без наполнителя	216
12.3.3	Расчет несущей способности трубчатого анкера, когда его длина или заглубленного в крепкие породы конца больше длины рабочего участка	216
12.3.4	Расчет длины рабочего участка при пластическом напряженном состоянии материала анкера	216
12.3.5	Расчет длины рабочего участка анкера при упругом напряженном состоянии его материала	220
12.3.6	Расчет рабочей характеристики анкера и несущей способности, когда его длина или длина заглубленного в крепкие породы конца меньше длин рабочих участков	220
13	АНАЛИЗ ПУТЕЙ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ УПРОЧНЕНИЯ СЛАБЫХ ГОРНЫХ ПОРОД АНКЕРНОЙ КРЕПЬЮ	222
13.1	Анализ режимов работы анкерной крепи в слабых горных породах	222
13.2	Особенности процесса силового взаимодействия существующих конструкций трубчатых анкером со слабыми горными породами	228
	Раздел 5. РАЗРАБОТКА, ИССЛЕДОВАНИЕ И ОПТИМИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ ПОДАТЛИВОЙ АНКЕРНОЙ КРЕПИ С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОН	233
14	УПРОЧНЕНИЕ ПРИКОНТУРНЫХ ПОРОД ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК АНКЕРАМИ С ЭЛАСТИЧНЫМ ЗАМКОН	233
14.1	Разработка конструкции податливого анкера с эластичным замком	233
14.2	Расчет напряженного состояния эластичного анкера при воздействии осевых усилий	235

14.3	Анализ напряженного состояния эластичного замка анкера	238
14.4	Расчет распорного анкера с эластичным замком	239
14.5	Экспериментальные исследования по расчету параметров распорного анкера	242
14.6	Выбор рациональных параметров установки анкерной крепи	246
14.7	Метод выбора рациональных параметров распорного анкера с эластичным замком	248
15	ОПЫТНО-ПРОМЫШЛЕННЫЕ ИСПЫТАНИЯ ПОДАТЛИВОЙ АНКЕРНОЙ КРЕПИ	250
15.1	Выбор и корректировка составов резин для изготовления эластичных втулок замка анкерной крепи	250
15.2	Геологические и горнотехнические условия испытания анкерной крепи с эластичным замком	253
15.3	Испытание анкеров на шахте «Заря»	255
15.4	Испытание и внедрение анкеров на шахте «Юбилейная»	256
15.5	Испытания анкеров на шахте «Миусская»	258
	Выводы	259
	Раздел 6. ПРИЛОЖЕНИЯ СВЕДЕНИЙ О МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВАХ ПОРОД	260
	ПРИЛОЖЕНИЕ А. Справочные сведения о механических свойствах углевмещающей толщи пород Западного Донбасса	260
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Сечения горных выработок, закрепленных металлической крепью КШПУ-9,5...20,2 по ТУ У29.5-00179051-001-2003 (разработаны и введены в действие ОАО «Павлоградуголь»)	263
	ПРИЛОЖЕНИЕ В. Сечения горных выработок, закрепленных металлической податливой арочной крепью КМП-А3	298
	ПЕРЕЧЕНЬ ССЫЛОК	309
	СОДЕРЖАНИЕ	321

ДЛЯ ЗАМЕТОК

ДЛЯ ЗАМЕТОК

Наукове видання

**Бондаренко В.І., Ковалевська І.А., Симанович Г.А.,
Мартовицький А.В., Копилов О.Ф.**

**МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ПЕРЕМІЩЕНЬ І
ЗМІЦНЕНЬ ПРИКОНТУРНИХ ПОРІД ГІРНИЧИХ
ВИРОБОК ШАХТ ЗАХІДНОГО ДОНБАСУ**

Монографія

Російською мовою

Підписано до друку 18.06.10. Формат 701/290 1/16.
Папір офсет. Друк офсетний. Ум. друк. арк. 23,93.
Обл.-вид. арк. 27,09. Тираж 300 прим. Замовлення №180610.

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.



СИМАНОВИЧ Геннадий Анатольевич
профессор кафедры подземной
разработки месторождений
Национального горного университета,
доктор технических наук



МАРТОВИЦКИЙ Артур Владимирович
генеральный директор ОАО
«Павлоград-уголь», кандидат технических
наук, заслуженный шахтёр Украины,
награжден орденом «За заслуги» III степени.



КОПЫЛОВ Александр Филиппович
директор по производству
ОАО «Павлоградуголь»,
Заслуженный шахтер Украины