

УДК 622.83.001.57

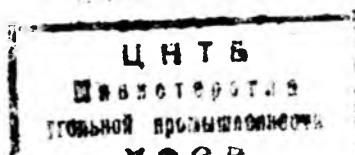
Моделирование взаимодействия массивов пород с крепью вертикальных выработок. Борисов А. А., Нифонтов Б. П., Шабалин А. М. Изд-во «Наука», Ленингр. отд., Л., 1972. 92 стр.

Дан краткий анализ методов моделирования проявлений горного давления в вертикальных выработках. Приведено описание лабораторного оборудования и методики работ применительно к сложным горногеологическим условиям. Экспериментально установлены зависимости нагрузок на крепь стволов, пройденных в этих условиях, от глубины, диаметра ствола, наличия искусственно упрочненных пород. Рассматривается вопрос формирования нагрузок на крепь на различных стадиях проходки и крепления стволов. Илл. — 47, табл. — 22, библи. — 76 назв.

Ответственный редактор

Н. А. Воронков

3—7—3
1010—72



ВВЕДЕНИЕ

Развитие тяжелой индустрии, основы советской экономики, требует во все возрастающих размерах увеличения добычи различных полезных ископаемых, освоения новых рудных и угольных месторождений.

Развитие горнодобывающей промышленности осуществляется за счет строительства новых шахт и рудников большой мощности, а также реконструкции действующих горных предприятий. Это требует проведения большого количества горных выработок, и в первую очередь шахтных стволов. При этом непрерывно увеличивается объем горных выработок, проходимых на больших глубинах (свыше 1000 м) и в сложных горногеологических условиях при наличии слабых, неустойчивых пород.

Проходка, крепление и оборудование шахтных стволов имеют очень большое производственное и экономическое значение. Каждый ствол, в особенности его крепь, является сложной инженерной конструкцией, требующей для возведения значительных затрат времени и материальных средств. В условиях Донецкого бассейна проходка вертикальных стволов занимает до 50% времени, необходимого для строительства шахты, а стоимость сооружения стволов при глубине шахты 800—1000 м составляет 20—25% стоимости промстроительства всей шахты. Крепление шахтных стволов достигает примерно 40—50% стоимости их сооружения [1]. Основным фактором, определяющим затраты на крепление, являются конструктивные размеры крепи.

В последние годы проведено большое количество исследований, направленных главным образом на выяснение соответствия прочности и толщины крепи стволов действующим на нее нагрузкам с целью обеспечения надежности крепи при наименьших затратах труда, материалов и денежных средств.

Исследованиями доказано, что в ряде случаев толщина крепи стволов может быть уменьшена без ущерба для их устойчивости, тем самым уменьшается стоимость проходки и крепления стволов.

Однако среди ученых и инженеров-производственников до сих пор еще существует различное мнение о роли крепи стволов, пройденных в устойчивых породах. Одни авторы считают крепь

стволов, пройденных в связных, устойчивых породах, лишь оболочкой, предохраняющей породы ствола от разрушения [2, 3]. Другие признают крепь стволов грузонесущей конструкцией и предлагают расчетные методы определения нагрузок на крепь [1, 4].

Если же речь идет о проходке стволов в сложных горногеологических условиях, в слабых, неустойчивых породах, то в данном случае крепь безусловно является грузонесущей конструкцией, и первостепенной задачей исследований будет определение вероятных нагрузок на крепь в зависимости от геологических и горно-технических условий проходки ствола [5].

Наличие данных о величинах и характере проявления горного давления на крепь стволов дает возможность технико-экономического обоснования возможности и целесообразности эксплуатации определенного месторождения при существующем уровне развития техники.

В настоящей работе дается анализ результатов исследований взаимодействия массива с крепью вертикальных выработок, выполненных методом моделирования с применением эквивалентных материалов, и предлагается новая методика исследований, предусматривающая возможность проведения экспериментов на больших глубинах при относительно крупных масштабах.

Результаты исследований позволили получить необходимые предпосылки для конструирования и выбора типа крепи при освоении одного из месторождений со сложными горногеологическими условиями.

В организации и проведении исследований участвовали помимо авторов канд. техн. наук И. П. Толстунев и горный инженер В. В. Васильев.

Глава I

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ВЫРАБОТКАХ

1. ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ КАК ПРЕДМЕТ ИССЛЕДОВАНИЙ

Горное давление — это силы, возникающие в массиве, окружающем горную выработку [6]. В нетронутом массиве горное давление вызывается собственным весом пород и тектоническими силами, а также температурными градиентами. При отсутствии тектонических сил и температурных градиентов компоненты от собственного веса определяются следующим образом. Вертикальное напряжение $\sigma_v = \gamma H$, где γ — средний объемный вес пород, H — расстояние от поверхности земли. Горизонтальное напряжение $\sigma_r = K \gamma H$, где $K \leq 1$ — коэффициент бокового распора, зависящий от физико-механических свойств пород. Горное давление вокруг выработок связано с перераспределением напряжений при их проведении и зависит от естественно-геологических и горнотехнических условий эксплуатации. К первым относятся глубина разработки, физико-механические свойства пород, мощность и угол падения залежей, ко вторым — форма, размеры, расположение горных выработок, механическая характеристика крепи, скорость продвижения и время поддержания выработки.

Проявления горного давления — явления или процессы в массиве горных пород, вызываемые горным давлением при проведении горных выработок, выражающиеся в виде различного рода сдвижений, деформаций и разрушений боковых пород и полезного ископаемого, нагрузок на крепь, обрушенные породы и т. д. Проявления горного давления зависят от глубины разработки, структуры и физико-механических свойств горных пород, мощности и угла падения полезного ископаемого и производственно-технических условий эксплуатации — формы, размеров и расположения горных выработок, механических характеристик крепи.

По существу проявления горного давления являются следствием нарушения имевшегося до проходки выработки равновесия и определяют условия существования пройденной выработки.

Поскольку ствол рудника или шахты является основной транспортной артерией, нарушение ритмичности его работы чрезвычайно болезненно отражается на работе горного предприятия в целом. Это определяет необходимость тщательного изучения

условий существования выработки с целью обеспечения достаточной прочности и долговечности при выборе конструкции крепи.

Поэтому вполне понятно внимание, уделяемое исследователями вопросам проявления горного давления в вертикальных выработках. Широкое развитие эти работы получили особенно в последние два десятилетия, причиной чего, на наш взгляд, являются три основных фактора.

Во-первых, увеличивающаяся с каждым годом глубина ведения добычных работ. Если некоторое время назад наибольшее понижение горных работ у нас в стране только приближалось к 1000-метровому рубежу, то в настоящее время по отдельным предприятиям этот уровень значительно превзойден в угольной промышленности (Донбасс) и почти достигнут при добыче руды (Кривой Рог).

Во-вторых, необходимость эксплуатации месторождений, залегающих в сложных горногеологических условиях, определяемая в свою очередь все возрастающими потребностями в сырье, в том числе в сырье новых видов, а также значительно возросшим уровнем техники горнопроходческих и добычных работ. Наконец, в-третьих, повышенные требования к обеспечению экономичности проведения горнодобычных работ.

Проведенными исследованиями доказано, что в ряде случаев толщина крепи стволов может быть уменьшена без ущерба для их устойчивости [7]. Знание условий работы крепи стволов дает возможность научного обоснования расчета и выбора конструкции крепи, отвечающей требованиям долговечности, индустриальности возведения, экономичности.

Исследования взаимодействия породного массива с крепью стволов шахт проводятся в следующих направлениях: натурные замеры, лабораторные эксперименты (моделирование) и аналитические расчеты. Каждому из этих направлений присущи свои достоинства и недостатки, и безусловно наиболее представительным является комплексный метод, предусматривающий исследования по всем направлениям.

Однако в силу тех или иных причин это не всегда возможно. В этом случае исследования на определенном этапе могут проводиться в одном из направлений.

Анализ отечественного и зарубежного опыта исследований по рассматриваемой проблеме показывает, что к сегодняшнему дню советскими и иностранными учеными предложено много интересных и оригинальных научных гипотез, различных схем и теорий. Достаточно назвать работы проф. М. М. Протоdjаконова [2], А. Н. Динника [8], акад. Л. Д. Шевякова [5, 9], проф. П. М. Цимбаревича [10], проф. С. Г. Лехвицкого [11], проф. Н. М. Покровского [12], проф. К. В. Руппенейта [13], Г. Н. Савина [14], Мора [15], Феннера [16], Лабасса [17], Айзаксона [18], Г. А. Крупенникова [19].

Взгляды этих и некоторых других ученых на природу механизма взаимодействия крепи и пород в вертикальных выработках с достаточной объективностью и полнотой изложены в вышедших в последние годы работах Е. Т. Проявкина [20], И. Н. Кацаурова [1], К. В. Руппенейта [13], М. Б. Самойловского [21], Л. Н. Насонова [22], Г. А. Крупенникова [23]. Аналогичным материалам были посвящены сборники трудов ВНИМИ [24], а также материалы совещания, проведенного Институтом горного дела им. А. А. Скочинского и Научным советом по проблемам КМА в ноябре 1961 г. по вопросам горного давления вокруг вертикальных шахтных стволов и расчета их крепи [25].

Проблемы горного давления в вертикальных стволах подвергались дискуссионному обсуждению в журнале «Шахтное строительство» в 1956—1959 гг.

Во всех этих работах констатируется, что исключительное многообразие природных и производственных факторов, влияющих на устойчивость вертикальных стволов, обуславливает чрезвычайную сложность прогнозирования в вопросах проявления горного давления. В связи с этим до сих пор не выработана единая система взглядов на природу и механизм взаимодействия крепей стволов с горными массивами, не получены проверенные параметры этого взаимодействия и не существует практически применимого метода прогнозирования проявлений горного давления.

Вследствие этого для оценки устойчивости стволов шахт, проходимых в новых копкретных, не имеющих аналогов условиях, первостепенное значение имеют натурные и лабораторные исследования.

Натурные исследования включают в себя:

1) обследования существующих шахтных стволов в различных условиях, сбор имеющихся данных и проведение простейших визуальных измерений;

2) простейшие инструментальные наблюдения при проходке стволов с отбором проб пород для физико-механических испытаний;

3) подробные и длительные инструментальные наблюдения за основными проявлениями горного давления (нагрузками на крепь, смещениями и деформациями пород и крепей) с применением разнообразных измерительных средств, в том числе специальной динамометрической крепи регулируемого сопротивления и регулируемой податливости.

Широкие натурные исследования горного давления в вертикальных выработках выполнены за последние годы Всесоюзным научно-исследовательским институтом горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ) под руководством Г. А. Крупенникова. Методика исследований и их результаты подробно освещены в печати (например, [26—30]). Аналогичные исследова-

ния проводились Донецким политехническим институтом, ИГД им. А. А. Скочинского, Московским горным институтом, институтом ДонУГИ и другими организациями.

Результаты этих работ явились ценным вкладом в развитие представлений о природе и закономерностях проявлений горного давления и основанием для выработки ряда практических рекомендаций. Однако постановка натурных исследований требует больших затрат средств, труда и времени, что ограничивает возможности метода и затрудняет организацию исследований в более широком диапазоне горногеологических условий. Нужно учесть также, что натурные замеры проводятся в действующих стволах и по организационным причинам не всегда осуществимы.

Признавая целесообразность и важность натурных исследований, было бы неправильным считать их единственным методом исследований из числа экспериментальных, так как для того чтобы сделать обобщающие выводы, необходимо вести длительные (в течение всего срока службы стволов) наблюдения, охватив ими все стволы с различной крепью и размерами поперечного сечения, пройденные в различных горногеологических условиях.

Аналитические решения вопросов горного давления на вертикальные стволы основаны на положениях теорий упругости, пластичности, подпорных стен. При этом составление схемы решения задачи, вывод уравнений, определение граничных условий и оценка результатов вычислений должны базироваться на изучении физики происходящих процессов с учетом горногеологических и производственных условий. Многообразие и изменчивость последних, даже в пределах какого-либо одного ствола, затрудняют использование аналитического метода для решения конкретных задач. Числовые результаты подсчетов зачастую несопоставимы с данными производственной практики и натурных наблюдений. По-видимому, более глубокое изучение закономерностей проявлений горного давления позволит расширить возможности математико-аналитического метода, и работники проектных и производственных горнорудных предприятий будут иметь в своем распоряжении апробированные, удобные для цифровых расчетов формулы для прогнозирования возможных проявлений горного давления.

В последнее время все более широкое распространение при исследовании взаимодействия породного массива с крепью вертикальных выработок получают лабораторные методы.

Огромное преимущество лабораторных исследований состоит в том, что в процессе эксперимента можно менять условия, придавать по желанию решающее значение тем или иным факторам для установления взаимосвязи явлений.

Что касается строительства стволов шахт в новых, еще не освоенных районах, то для выдачи обоснованных рекомендаций для проектирования крепи стволов в конкретных горногеологи-

ческих условиях лабораторный метод из числа экспериментальных является единственным.

Из лабораторных методов наиболее научно обоснованными и эффективными являются методы моделирования.

2. МЕТОДЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ

Моделирование различных физических процессов широко и успешно применяется во многих отраслях науки и техники.

В механике горных пород приходится иметь дело со сложными процессами их деформирования и разрушения. Исследование этих процессов затруднено тем, что места возникновения и протекания разрушений обычно недоступны для непосредственных наблюдений. Поэтому уже давно, начиная с Файоля, исследователи применяют в своих работах метод моделирования.

Лабораторные методы исследования изменялись и совершенствовались в процессе развития науки о горном давлении. Изменялась как постановка экспериментов, так и методика их проведения. В настоящее время основными в лабораторных исследованиях являются метод центробежного моделирования, метод фотоупругости (оптического моделирования) и метод эквивалентных материалов.

Метод центробежного моделирования разработан в СССР Н. Н. Давиденковым и Г. Н. Покровским [3]. Подобие модели и натуры достигается подбором соответствующей центробежной силы, заменяющей действительный вес модели. Необходимая угловая скорость вращения модели выбирается с учетом воспроизводимых условий и радиуса вращения. Модель выполняется из материала натуры или эквивалента. В модели создается объемное напряженное состояние, которое может изменяться увеличением или уменьшением числа оборотов центрифуги.

Однако центробежные силы действуют под углом друг к другу, и величина угла существенно зависит от соотношения размеров модели и радиуса вращения, что является недостатком метода. Кроме того, чрезвычайно осложнены проведения самих наблюдений и измерений происходящих в модели процессов и явлений, так как размеры центрифуг обуславливают выбор мелкого масштаба моделирования (например, 1 : 2000).

В целом метод центробежного моделирования неприемлем для исследований устойчивости вертикальных стволов, да и вообще подготовительных выработок.

Метод фотоупругости основан на способности некоторых материалов изменять оптические свойства пропорционально действующим напряжениям. Это позволяет установить величины и характер распределения напряжений вокруг горных выработок в зависимости от различных природных и производственных условий.

Простота и наглядность полученных результатов — несомненное преимущество данного метода.

На современном этапе развития метод фотоупругости применим лишь для упругой среды [31, 32], а для горных пород ограничен либо условиями, когда породы обладают вполне выраженными упругими свойствами, либо характеристикой кратковременного начального периода напряженного состояния, когда не произошло еще существенного перераспределения напряжений в результате пластических деформаций и местных разрушений.

По существу метод фотоупругости является экспериментальным методом теории упругости и служит для проверки строгих аналитических решений.

В настоящее время начаты работы по применению оптического метода для решения упруго-пластических задач, однако он не получил пока должного развития [33].

Наиболее приемлемым для изучения проявлений горного давления в стволах, пройденных в слабых, неустойчивых породах, является метод эквивалентных материалов, предложенный Г. Н. Кузнецовым [34—38].

Сущность моделирования методом эквивалентных материалов заключается в замене естественных горных пород натуры такими искусственными материалами в модели, основные показатели физико-механических свойств которых удовлетворяют требованиям общих положений теории механического подобия и обеспечивают достижение близкой аналогии в проявлениях деформаций, разрушений и смещений пород, происходящих в натуре и в модели под действием сил тяжести самих материалов, составляющих модель.

3. ОСНОВЫ ТЕОРИИ МЕТОДА ЭКВИВАЛЕНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

При лабораторных исследованиях методом моделирования необходимо иметь критерии подобия опыта изучаемому явлению природы. Основы теории подобия были заложены в 1686 г. И. Ньютоном [39—41], который впервые сформулировал закон динамического подобия. Следующий шаг в обосновании теории подобия был сделан Ж. Фурье [40] в 1827 г. В 1848 г. Ж. Бертрамом [40] на основании анализа уравнений механики была сформулирована для самого общего случая первая теорема подобия о существовании инвариантов подобия (критериев) для наиболее общего случая механических явлений. Эта теорема носит название закона динамического подобия И. Ньютона.

Дальнейшее развитие теории подобия осуществлялось рядом ученых: В. Л. Кирпичевым в 1872—1874 гг. и одновременно с ним Коши, Гельмгольцом, Филлипсом. В 1878 г. появилась вторая работа Ж. Бертрана, освещающая вопросы подобия, и в 1878, 1881, 1907 гг. — работы В. Л. Кирпичева.

В 1911 г. А. Федерман [42] вывел вторую теорему подобия, устанавливающую, что уравнения, описывающие подобные явления, необходимо представлять в виде функциональной зависимости между критериями (критериальное уравнение), а спустя три года эта же теорема была доказана И. Бакингом. Следует также упомянуть работы Т. А. Афанасьевой [43]. Современная теория подобия разработана весьма подробно благодаря трудам в основном советских ученых: акад. М. В. Кирпичева и его учеников, Г. И. Покровского, Н. Н. Давиденкова и др.

Третью теорему подобия, устанавливающую минимальные, но достаточные условия для существования подобия явлений, акад. М. В. Кирпичев сформулировал в 1931 г. Эта теорема сводится к следующему: подобные системы должны иметь подобные условия однозначности и одинаковые критерии подобия, состоящие из величин, входящих в условия однозначности.

Основной принцип моделирования: если рассматриваемая система настолько сложна, что не поддается математическому анализу, то наиболее целесообразно прибегнуть к испытанию пробной системы. Особенно удобно и экономически целесообразно производить опробование не на самой системе, а на значительно уменьшенной ее модели.

Для достижения более или менее достоверных результатов необходимо соблюсти подобие между моделируемой системой и ее моделью. Подобными системами являются такие, у которых все факторы, характеризующие одну систему, могут быть получены простым умножением факторов другой системы на постоянные множители. Естественно, что факторы различной физической природы должны иметь и различные множители.

Метод моделирования с применением эквивалентных материалов предложен Г. Н. Кузнецовым [38] и заключается в том, что модель выполняется из искусственных материалов, подобранных с учетом условий подобия рассматриваемого участка месторождения и модели.

Условия однозначности рассматриваемых систем, по М. В. Кирпичеву, определяются: 1) подобием геометрических свойств систем; 2) пропорциональностью определяющих физических постоянных; 3) подобием начальных состояний систем; 4) подобием граничных условий систем. Вторая часть положения М. В. Кирпичева требует равенства определяющих критериев, т. е. критериев, которые составлены из величин, входящих в условия однозначности: геометрических свойств и определяющих физических постоянных.

На современных глубинах разработки основными силами, определяющими проявления горного давления, являются силы тяжести и вызываемые ими в горных породах напряжения. Критерии динамического подобия для рассматриваемых здесь сил по-

лучаются на основе закона динамического подобия И. Ньютона:

$$\frac{F}{\rho_n L^2 V^2} = \frac{f}{\rho_m l^2 v^2} = Ne = inv, \quad (1)$$

где F, f — силы, действующие в натуре и модели; ρ_n, ρ_m — плотность материалов природы и модели; L, l — размеры природы и модели; V, v — скорости перемещения сходственных точек природы и модели.

Закон динамического подобия Ньютона позволяет не только установить наличие или отсутствие подобия между рассматриваемыми явлениями, но и определить критерий подобия для каждого конкретного рода сил. Для этих целей выражение (1) преобразовывается и находится некоторое безразмерное постоянное число, которое и является критерием подобия (числа Фруда, Рейнольдса и др.).

Процессы деформации и разрушения горных пород происходят под действием силы тяжести, поэтому для модели

$$v^2 = 2gl; \quad (2)$$

для природы

$$V^2 = 2gL. \quad (3)$$

где g — ускорение силы тяжести.

Кроме того, для модели

$$\rho_m g = \gamma_m; \quad (4)$$

для природы

$$\rho_n g = \gamma_n, \quad (5)$$

где γ_m, γ_n — объемный вес материала модели и природы.

Подставляя выражения (2) и (3) в (1) и используя (4) и (5), получим

$$\frac{F/L^2}{\gamma_n L} = \frac{f/l^2}{\gamma_m l}. \quad (6)$$

Обозначив

$$F/L^2 = N \text{ и } f/l^2 = n,$$

получим выражения Г. Н. Кузнецова:

$$N/\gamma_n L = n/\gamma_m l = \bar{k} = inv. \quad (7)$$

Безразмерное число $\bar{k}$ и является определяющим критерием подобия. В выражении (7) N и n представляют константы природы и модели, имеющие размерность сила/площадь.

Если строить модель из материалов природы, то $N=n$. При этом из выражения (7)

$$\gamma_m = \gamma_n \frac{L}{l}. \quad (8)$$

Очевидно, геометрический масштаб моделирования определяется отношением

$$\alpha_l = \frac{L}{l}. \quad (9)$$

Следовательно,

$$\gamma_m = \alpha_l \gamma_n, \quad (10)$$

т. е. объемный вес материала модели должен отличаться от объемного веса материала натуры в α_l раз.

Таким образом, при $N=n$ моделирование можно вести двумя путями: а) применять искусственные материалы с объемным весом, удовлетворяющим условию (10); б) применять материалы натуры, нагрузив их дополнительно объемными силами, которые компенсируют недостающий объемный вес.

Г. Н. Кузнецов предложил применять для модели искусственные эквивалентные материалы, физико-механические характеристики которых в целях соблюдения подобия должны подбираться на основе закона динамического подобия И. Ньютона из выражения (7), которое после преобразования запишется в виде

$$n = N \frac{\gamma_m}{\gamma_n} \cdot \frac{1}{\alpha_l}. \quad (11)$$

При моделировании процессов деформаций и разрушений твердых анизотропных горных пород определяющими критериями являются σ_p — предел прочности на разрыв, $\sigma_{сж}$ — предел прочности на сжатие, $\sigma_{из}$ — предел прочности на изгиб, τ — предел прочности на сдвиг, E — модуль упругости, μ — коэффициент поперечной деформации.

Все эти показатели, за исключением μ , имеют размерность сила/площадь и, следовательно, определяются из выражения (11) по соответствующим данным материалов натуры.

Коэффициент поперечной деформации является безразмерной характеристикой, и поэтому должно соблюдаться условие $\mu_n = \mu_m$.

В случае воспроизведения слоистого массива очевидно, что для всех слоев должно выполняться также условие $\gamma_m/\gamma_n = \text{const}$.

При моделировании слабых пород (глинистые и песчаные) деформируемость материалов модели должна выражаться уравнением того же вида, что и для натуры. В первом приближении для деформируемости таких пород можно принять выражение, рекомендуемое Н. М. Герсеговым [44]:

$$\varepsilon_k = \varepsilon_{1n} - \frac{1}{A_n} \ln \frac{\sigma_k}{\sigma_{1n}}, \quad (12)$$

где $\epsilon_{1н}$ и ϵ_k — начальная и конечная пористость пород натуры; $\sigma_{1н}$ — начальное, σ_k — конечное сжимающие напряжения в натуре;

$$A_n = \frac{1}{\epsilon_{1н} - \epsilon_n}; \quad (13)$$

ϵ_n — пористость данной породы при $\sigma_n = 2.718 \text{ кГ/см}^2$. Кривая деформированности рыхлой породы, определенная по выражению (12), показана на рис. 1, а, связь между напряжениями сжатия и сдвига для рыхлых пород — на рис. 1, б, из которого видно,

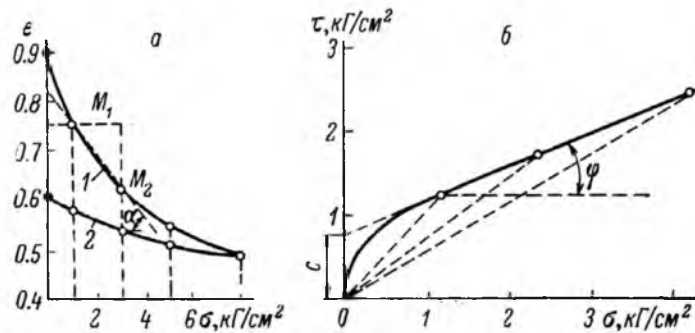


Рис. 1. Механическая характеристика глин.

а — измерение пористости с изменением напряжения сжатия;
б — зависимость напряжения сдвига от напряжения сжатия.
1 — уплотнение; 2 — разбухание.

что уже при относительно малых значениях σ_n зависимость $\tau_n = f(\sigma_n)$ является прямолинейной и выражается уравнением

$$\tau_n = c_n + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_n, \quad (14)$$

где c_n — начальное сцепление, φ_n — угол внутреннего трения пород натуры.

Для материалов модели должны выполняться следующие определяющие условия:

$$\operatorname{tg} \varphi_m = \operatorname{tg} \varphi_n; \quad (15)$$

$$\epsilon_m = \epsilon_n \frac{1}{a_l} \left(\epsilon_{1н} - \frac{1}{A_n} \ln \frac{\sigma_n}{c_{1н}} \right). \quad (16)$$

Условие

$$c_m = c_n \frac{\gamma_m}{\gamma_n} \cdot \frac{1}{a_l} \quad (17)$$

также должно выполняться, однако при небольших масштабах моделирования величина c_m становится достаточно малой, сопоставимой с технически возможными погрешностями в ее воспроизведении на моделях.

По этой причине для материалов модели зависимость $\tau_m = f(\sigma_m)$ достаточно близка к выражению

$$\tau_m = \sigma_m \operatorname{tg} \varphi_m. \quad (18)$$

Строго говоря, подобными должны быть не только кривые уплотнения, но и кривые разбухания пород (после снятия нагрузки), так как вследствие остаточных деформаций коэффициент пористости, как правило, снижается (рис. 1, а). Однако в сильно уплотненных глинах, а также при нарушенной структуре коэффициент пористости в конце разбухания может даже превосходить начальные величины. На моделях же мы имеем дело с грунтами с нарушенной структурой. Поэтому в первом приближении можно воспроизводить на модели только подобие процессов деформируемости грунтов при нагружении.

Метод эквивалентных материалов получил значительное распространение и в настоящее время применяется в ряде институтов (ВНИМИ, ЛГИ, МГИ, ИГД им. А. А. Скочинского, ДонУГИ и др.).

Применение этого метода позволило получить немало новых существенных представлений о деформации и разрушении горных пород при разработке месторождений полезных ископаемых.

4. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Первые эксперименты, посвященные исследованию взаимодействия пород и крепи вертикальных выработок методом эквивалентных материалов, были проведены чл.-кор. АН СССР М. И. Агошковым [45]. Основной задачей исследований являлось выявление экспериментальным путем на модели характера зависимости величины горного давления на крепь в рыхлых породах от глубины и поперечных размеров ствола. Поперечное сечение ствола было принято прямоугольное.

Сущность метода, предложенного М. И. Агошковым, и устройство модели состоит в следующем. По вертикальной оси симметрии прямоугольного ящика с размерами в плане 110×110 см и высотой 120 см свободно подвешивают на коротком плече рычажных весов модель шахтного ствола — хорошо обработанный брусок длиной около 160 см, строго квадратного или прямоугольного сечения, со сторонами от 4×4 до 8×16 см. Нижний конец бруска проходит через отверстие, устроенное в дне ящика, с формой и размерами, соответствующими сечению бруска (с зазором по всему периметру около 0.5 мм), и на 8—10 см выступает ниже дна ящика.

После строгой центрировки бруска над отверстием и уравнивания коромысла весов контргрузом в ящик загружают песок (или другой рыхлый материал) на определенную высоту. Опыты производили при высоте засыпки от 10 до 100 см.

При помощи весов, постоянно увеличивая груз на чашке (мелким разновесом), определяли величину усилия, необходимого для того, чтобы брусок сдвинулся с места и был вытянут вверх на 2 мм.

Путем изменения глубины засыпки и размеров брусков была предпринята попытка выявить зависимость давления рыхлых пород на стенки шахтного ствола от глубины ствола, формы и размеров его поперечного сечения.

В результате экспериментов было установлено, что давление на крепь ствола не зависит от размеров его поперечного сечения. Величина давления сначала возрастает пропорционально глубине, затем в некотором интервале пропорционально корню квадратному из глубины и начиная с некоторой глубины стабилизируется, принимая постоянное значение.

Опытные данные М. И. Агошкова подтвердили теорию М. М. Протодяконова, согласно которой величина горного давления на крепь от поверхности до некоторой глубины определяется по теории подпорных стен формулой

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (19)$$

где γ — объемный вес пород; h — глубина; φ — угол внутреннего трения; P — полное давление на единицу длины периметра ствола.

Установленная М. И. Агошковым предельная глубина, при которой можно пользоваться формулой (19), определяется величиной $2e$, где e — размер наибольшей стороны поперечного сечения шахтного ствола. Область, в которой давление растет пропорционально $\sqrt{h}$, достигает глубины порядка 60 м; ниже этой глубины давление можно считать постоянным.

Исследования М. И. Агошкова позволили выявить в первом приближении общий характер влияния глубины и размеров поперечного сечения выработки на величину горного давления, которое испытывает крепь прямоугольных шахтных стволов. Важнейшим результатом исследований является доказательство того, что теория подпорных стенок практически неприменима к расчету давления на шахтную крепь даже при рыхлых и сыпучих породах на глубинах, превышающих 60 м.

Методика моделирования в данном случае не предусматривала совместного деформирования массива и крепи ствола. Влияние ствола на массив не проявляется и распределение напряжений в массиве, окружающем ствол, не меняется при проведении эксперимента, что не дает в данном случае права говорить о взаимодействии породного массива с крепью стволов. По существу, в результате экспериментов на моделях было установлено напряженное состояние однородного сыпучего массива в зависимости от глубины, а не проявления горного давления со стороны этого массива на крепь ствола.

Позднее опыты М. И. Агошкова повторил А. М. Янчур, применив кольцевую форму поперечного сечения ствола [46]. Результаты опытов аналогичны результатам, полученным М. И. Агошковым.

С 1957 г. широкие исследования проявления горного давления в вертикальных выработках проводит Всесоюзный научно-исследовательский институт горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ). Цель этих работ — получение основных закономерностей и параметров проявлений горного давления, определяющих механические характеристики (несущую способность, показатели требуемой податливости) и рациональные способы охраны крепей стволов для проектирования надежных крепей с наименьшими затратами на их возведение и поддержание.

Исследования основаны на сочетании натурных, лабораторных и аналитических методов. Лабораторные эксперименты проводили на объемных моделях с применением эквивалентных материалов.

Сначала исследовали механизм взаимодействия однородного несвязного массива с крепью вертикальной выработки.

Эксперименты, проведенные к. т. н. Н. С. Булычевым [23, 47, 48], имеют существенное принципиальное отличие от опытов, выполненных М. И. Агошковым. Если, как указывалось выше, М. И. Агошкову не удалось установить влияние ствола на породный массив, то методика экспериментов, разработанная Н. С. Булычевым, предусматривала решение этой важной задачи. Модель ствола была изготовлена в виде цилиндра, способного сокращаться в диаметре.

Эксперименты проводили на стенде, представляющем собой ящик со стенками из сборной деревянной опалубки размером в плане 600×600 мм и высотой 450 мм. В центре стенда жестко укрепляли модель ствола. Наибольший диаметр цилиндра модели ствола — 95, наименьший — 82 мм. Сокращение диаметра ствола производилось непрерывно, осесимметрично и постоянно по всей длине ствола. Испытание модели заключалось в задании радиального перемещения контура ствола, измерении происходящих при этом перемещений в массиве и изучении качественной картины напряженного состояния массива вблизи ствола.

Перемещения в массиве измеряли в радиальных и вертикальных направлениях глубинными реперами, закладываемыми в процессе засыпки моделей. Перемещения реперов фиксировали при помощи отсчетных микроскопов МИР-2. Для изучения напряженного состояния массива вблизи ствола закладывали микродинамометры Д-2 ВНИМИ [34].

В результате испытания моделей и анализа показаний микродинамометров и глубинных реперов было установлено следующее.

1. Максимальные тангенциальные напряжения возникают в области перемещений вблизи контура ствола. Распределение радиальных и тангенциальных напряжений в зоне перемещений

напоминает по своему характеру распределение этих напряжений в упругой пластинке вблизи круглого отверстия.

2. Вертикальные напряжения в зоне перемещений имеют максимум вблизи границы области активных и затухающих перемещений.

3. Перемещение контура ствола сопровождается сначала резким уменьшением радиальных напряжений в массиве вблизи ствола. При дальнейшем сокращении диаметра ствола эти напряжения остаются практически постоянными.

4. За пределами зоны перемещений напряжения в массиве при сокращении диаметра ствола практически не изменяются.

Методика проведения экспериментов, разработанная Н. С. Булычевым, безусловно является более совершенной по сравнению с опытами М. И. Агошкова. В результате применения модели ствола с уменьшающимся диаметром получены данные о характере изменения напряженного состояния окружающего ствол массива. По данным экспериментов разработан приближенный метод расчета нагрузок на крепь ствола.

Однако расширяя представления о характере взаимодействия породного массива с крепью стволов, было бы неправильно распространять результаты экспериментов на стволы, пройденные в реально существующих условиях: в объемных моделях в качестве эквивалентного применяли сыпучий материал — песок, что не соответствует натурным условиям.

Кроме того, чрезвычайно мелкий масштаб моделирования (1 : 100) безусловно отрицательно сказывается на точности показаний как микродинамометров, так и глубинных реперов.

Эти недостатки были устранены при проведении опытов, выполненных также во ВНИМИ д. т. н. Г. А. Крупенниковым и к. т. н. Н. А. Филатовым [23, 49]. Были поставлены более сложные задачи исследований — нахождение закономерностей механизма деформирования и силового взаимодействия с крепью ствола слоистого горного массива, обладающего различными механическими свойствами. В первую очередь определяли, в каких случаях массив оказывает давление на крепь; как зависит величина этого давления от глубины, свойств, структуры пород и механической характеристики крепи.

Был спроектирован и изготовлен специальный объемный стенд СПС для моделирования методом эквивалентных материалов. На моделях воспроизводили характерные зоны геологических разрезов, в которых исследовали величину и характер распределения нагрузок на крепь ствола в зависимости от основных горно-геологических условий, а также напряженное и деформированное состояние околоствольного массива.

Стенд СПС (рис. 2) представляет собой разборную цилиндрическую металлоконструкцию из швеллерных сегментов 1, которая покоится на подковообразном фундаменте 2. Внутри стенда рас-

положена центральная труба 3, имитирующая вертикальный ствол круглого поперечного сечения, сплошь покрытая наклеенными гидравлическими резиновыми баллонами-датчиками 4. Труба

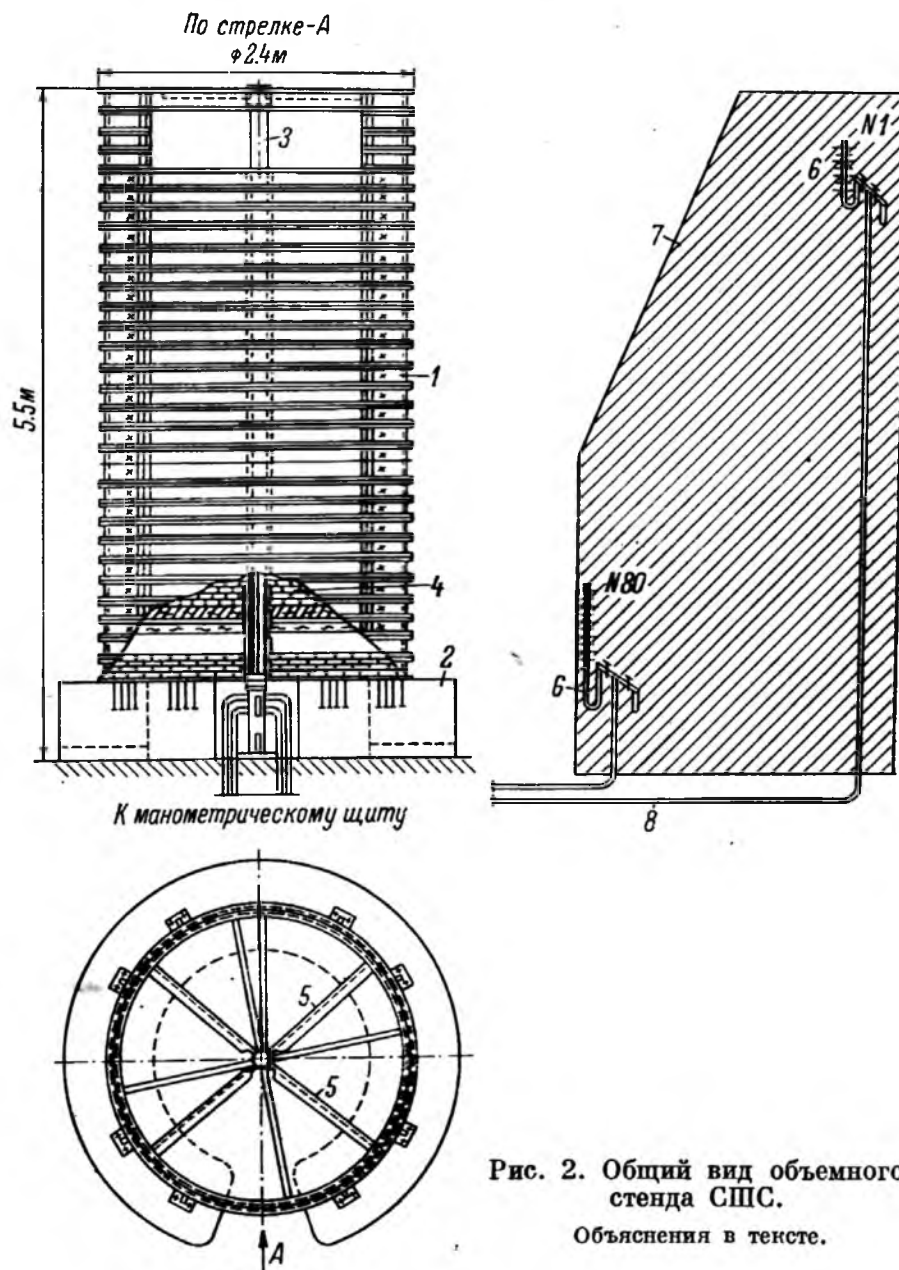


Рис. 2. Общий вид объемного стенда СНС.

Объяснения в тексте.

проходит в центрирующее отверстие и упирается в основание пятой, вверху труба центрируется при помощи соединительных планок 5.

Ртутные U-образные манометры 6 измерительной системы смонтированы на щите 7 и соединены с датчиками металлическими трубками 8.

Таким образом, данная крепь является крепью регулируемых сопротивления и податливости, что составляет ее главную особенность. Нагрузки могут быть определены как по всему контуру поперечного сечения, так и на любом участке крепи ствола.

Внутреннюю часть стенда заполнили материалами, эквивалентными различным горным породам: прочным (типа песчаников, алевролитов или известняков), пластичным (типа глин, мергелей), сыпучим (пески, паносы), нарушенным (трещиноватые сланцы).

Для определения напряжений внутри массива применяли микродинамометры, смещения пород измеряли глубинными анкерными стержневыми реперами с фиксацией смещений индикаторами.

При испытании моделей имитировали проходку ствола и различные податливые режимы работы крепи стволов, пройденных в разных горногеологических условиях. Основные результаты экспериментов сводятся к следующему.

1. В однородной неупругой среде радиальные нагрузки на крепь при увеличении глубины ствола возрастают с убывающей скоростью, которая неодинакова для пород с различными механическими свойствами. В прочных и сыпучих породах (рис. 3, а, в) прирост нагрузок на крепь ствола прекращается с глубины 150—200 м, в пластичных породах (рис. 3, б) наблюдалось увеличение нагрузок и на глубине свыше 200 м.

2. Нагрузки на жесткую крепь ствола со стороны пород, сохраняющих упругое состояние, чрезвычайно незначительны и практически не зависят от глубины (рис. 3, г—е). Существенных нагрузок со стороны таких пород можно ожидать только при достижении ими предела их прочности (на достаточно большой глубине).

3. Нагрузки на крепь со стороны нарушенного слоя зависят от прочности этого слоя и степени его нарушенности в массиве (рис. 3, д, е). Установлено, что давление со стороны сравнительно слабого слоя (прочность не выше 120—150 кГ/см²), нарушенного тремя системами вертикальных плоскостей ослабления, достигало значительной величины, равной величине давления, оказываемого пластическим материалом (рис. 3, е).

4. Нагрузка на крепь ствола в значительной мере зависит от ее податливости (рис. 4, а). При наличии податливости крепи сначала наблюдается резкий спад нагрузок, затем медленный рост до некоторого предела, значительно меньшего, чем нагрузки до воспроизведения податливости.

5. Нагрузки на крепь ствола по контуру крепи распределяются неравномерно (рис. 4, б, в). Коэффициенты вариации распределения нагрузок составляют в рассмотренных моделях в песчаных и пластичных породах 0.12—0.2, в нарушенных хрупких породах 0.3—0.4.

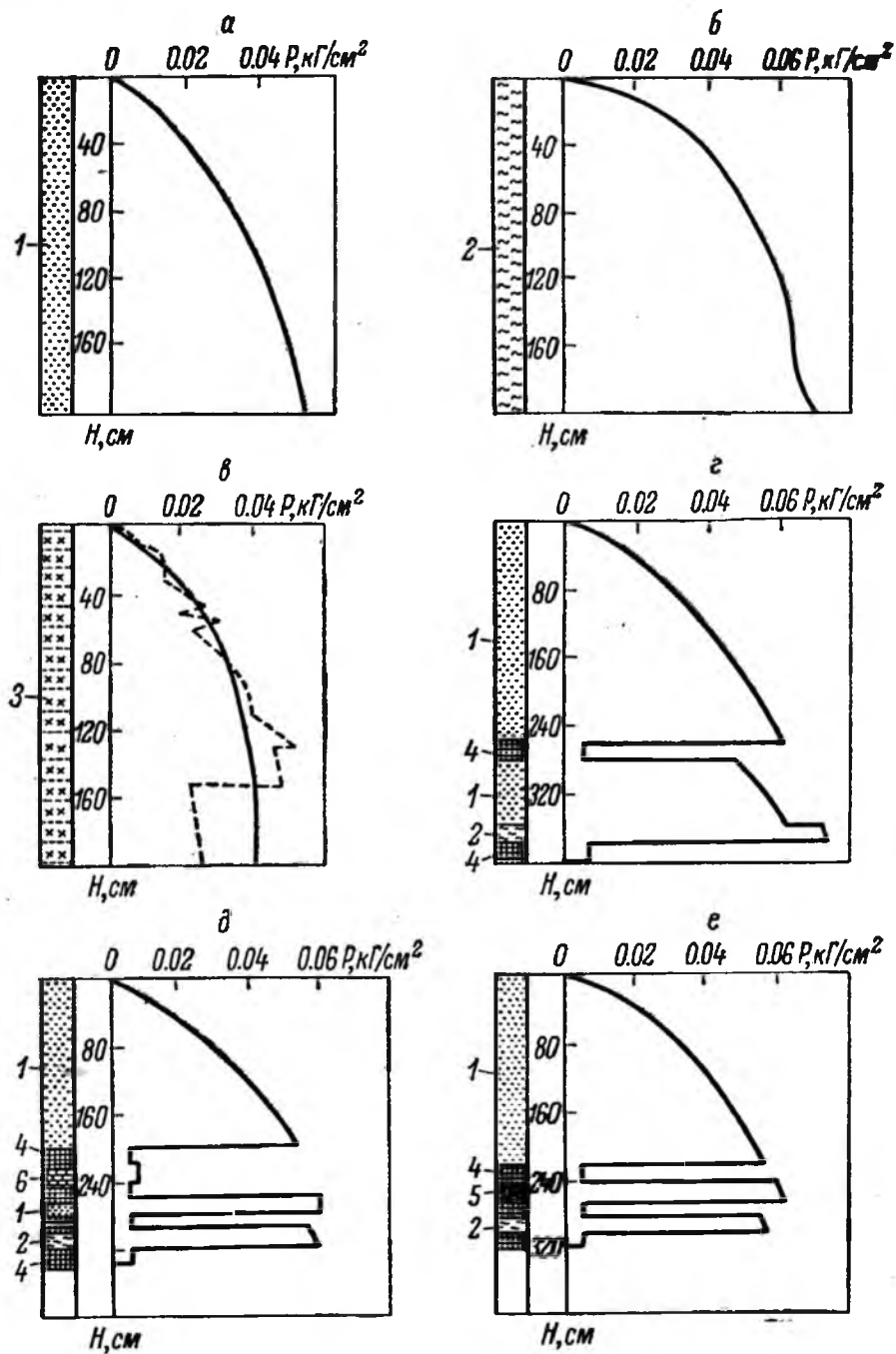


Рис. 3. Распределение нагрузок на крепь ствола.

a-e — однородные модели; *г-e* — слоистые модели. 1 — сухой песок; 2 — пластичные породы; 3 — влажный песок; 4 — прочные породы; 5 — сильнотрещиноватые породы; 6 — слабонарушенные прочные породы.

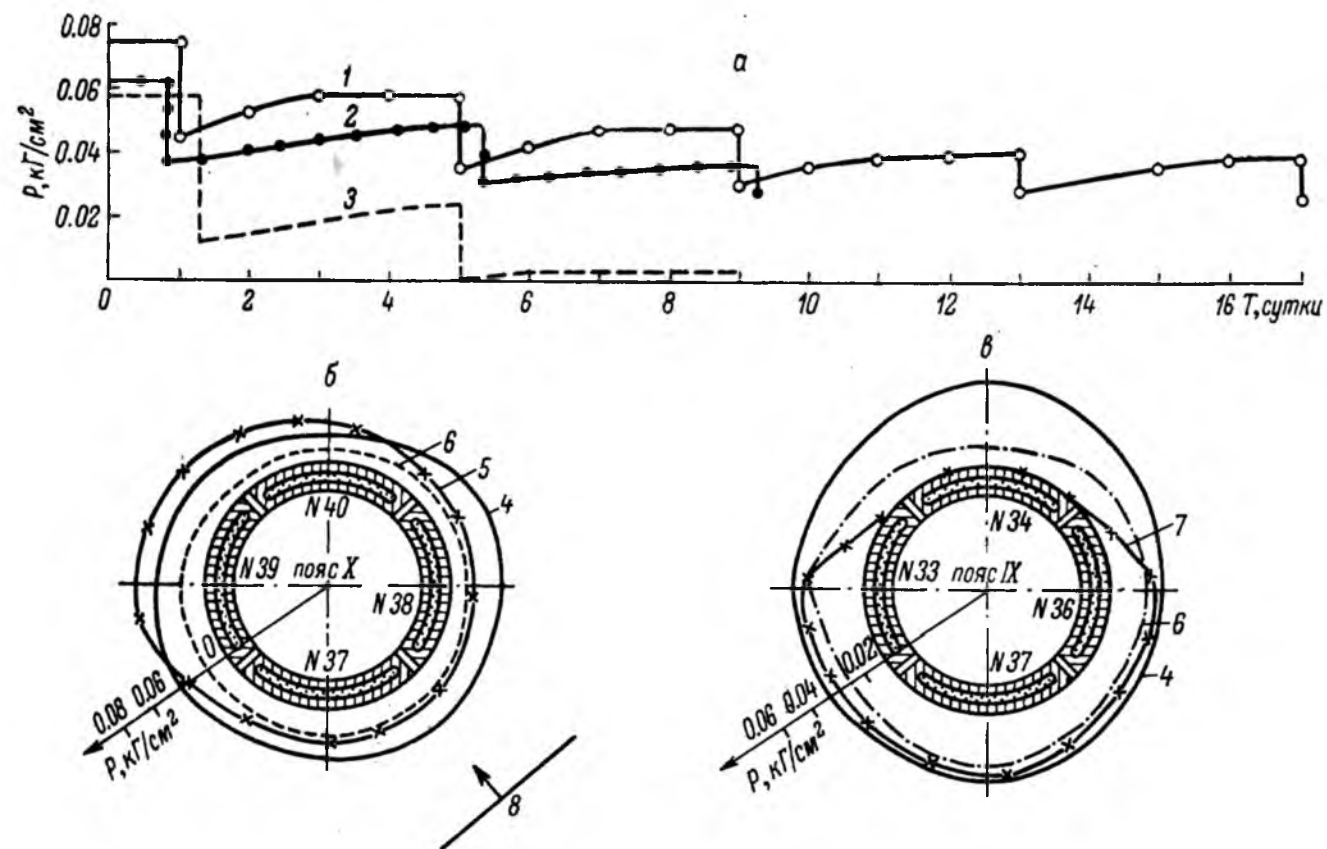


Рис. 4. Работа крепи в режиме податливости.

a — сбросы и приращения нагрузок при податливости; b — податливость крепи при неравномерных нагрузках; c — односторонняя податливость крепи. Породы: 1 — пластичные, 2 — псевдопластичные, 3 — сыпучие; Нагрузка: 4 — установившаяся, 5 — неравномерная, 6 — перераспредевшаяся, 7 — после податливости секции крепи № 34, 8 — направление движения очистного забоя.

6. Общая закономерность распределения вертикальных напряжений в пластическом и нарушенном слоях на любых глубинах выражается в том, что вертикальные напряжения имеют наименьшие значения у контура ствола, затем монотонно возрастают в глубь массива, достигают максимумов, превышающих значение γH (вес пород до поверхности), после чего убывают сначала интенсивно, затем все медленнее, приближаясь к значению γH (рис. 5, а, б). Так, в пластическом слое коэффициент концентрации

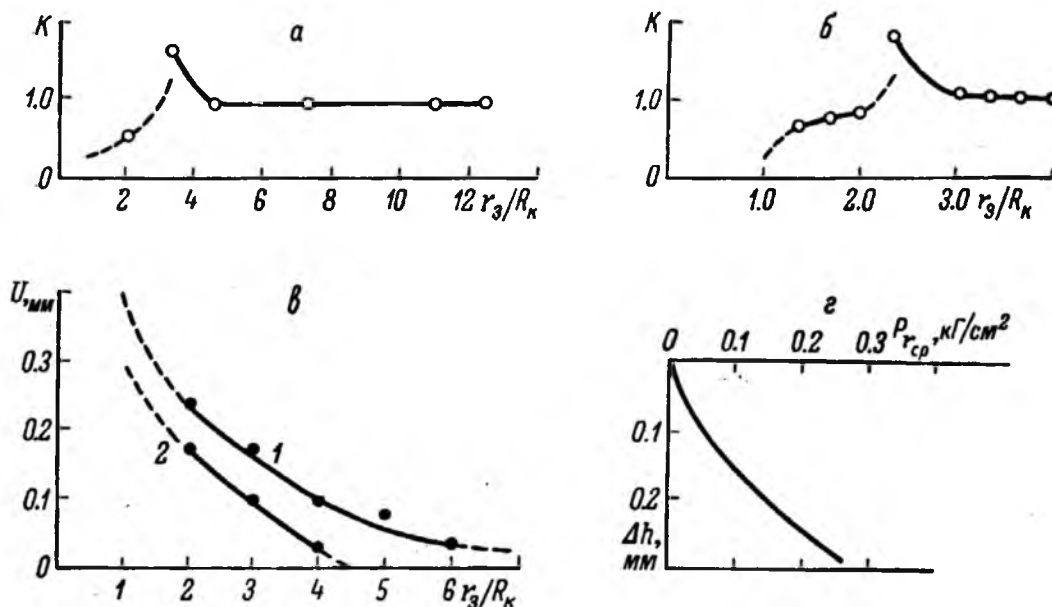


Рис. 5. Характеристика деформированного и напряженного состояния околоствольного массива.

а, б — распределение вертикальных напряжений в нарушенном и пластическом слоях на глубине 60 см; в — радиальные смещения при проходе ствола в пластическом (1) и сыпучем (2) слоях; г — сближение кровли и почвы пластического слоя при проходе ствола.

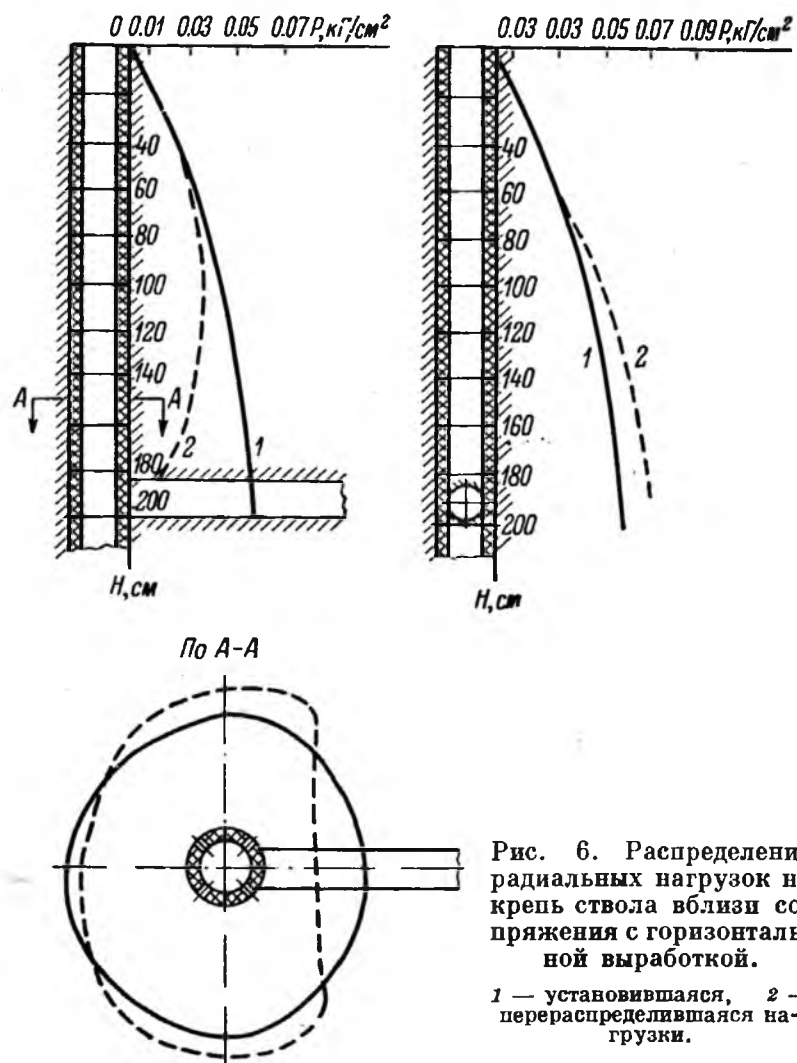
напряжений $K = \sigma_z / \gamma H$ достигает величины порядка 1.8 на расстоянии $2.3 R$ от оси ствола (R — радиус ствола).

В точках, лежащих непосредственно у поверхности ствола, коэффициент концентрации в пластическом слое равен примерно 0.12 (т. е. $\sigma_z = 0.12 \gamma H$).

7. Радиальные смещения пород слабых слоев в сторону ствола постепенно убывают при удалении в глубь массива от ствола и становятся неощутимыми на расстоянии $4-6 R$, считая от оси ствола (рис. 5, в).

8. Вблизи сопряжений ствола с околоствольными выработками распределение нагрузок на крепь ствола существенно изменяется и в первую очередь становится более неравномерным (рис. 6). Нагрузки на ствол в районе сопряжения увеличиваются на 20—30%.

Проведенные Г. А. Крупенниковым и Н. А. Филатовым эксперименты явились значительным вкладом в исследование закономерностей взаимодействия крепи стволов с горным массивом. Сравнительно крупный масштаб моделирования (1 : 50) позволил применить достаточно точную и надежную контрольно-измери-



тельную аппаратуру. Наличие крепи ствола регулируемой податливости позволило имитировать проходку ствола и работу крепи ствола в режиме заданной податливости.

Однако конструкция стенда СШС не предусматривала возможности исследования влияния угла падения пород на нагруженность стволов.

С этой целью во ВНИМИ были проведены исследования с помощью специально изготовленного объемного поворотного стенда

БА-1, позволяющего изучать взаимодействие породного массива с крепями вертикальных стволов для условий не только пологого, но также наклонного и крутого падения [50]. Объемное моделирование на стенде БА-1 проводилось в масштабе 1 : 200.

Стенд БА-1 (рис. 7) представляет собой разборную прямоугольную конструкцию размерами в плане 1300×1800 мм и высотой 800 мм, состоящую из короба 1, укрепленного на поворотной раме 2. Поворот короба на требуемый угол осуществляется системой тросов 4, приводимых в движение ручной лебедкой 5. В заданном положении короб удерживается специальным фиксатором 3. Рабочее положение фиксатора позволило поворачивать короб на заданный угол с интервалом в 15° от 0 до 90°.

В днище короба имеются отверстия для измерительной аппаратуры. Внутри короба стенда располагалась динамометрическая труба, имитировавшая вертикальный ствол круглого поперечного сечения.

Исследования показали, что угол падения пород существенно влияет на нагруженность крепи ствола и на распределение нагрузок по контуру поперечного сечения. Наряду со случайной неравномерностью, свойственной пологому залеганию пластов, при наклонном и крутом залегании наблюдалась дополнительная закономерная неравномерность по линии падения—восстания.

Примеры эпюр нагрузок и подсчитанные значения коэффициентов неравномерности распределения нагрузок для различных углов падения пород приведены на рис. 8. Отмечено увеличение коэффициента неравномерности в зависимости от угла падения пород от 0.1 при 0° до 0.7—0.8 при 60°.

Что касается степени неравномерности распределения нагрузок по контуру ствола $\omega = P_{\max}/P_{\min}$, т. е. эксцентриситета нагрузок, преимущественная роль принадлежит нагрузкам со сторон падения пород, которые в 1.5—2 раза превышают нагрузки со стороны восстания.

По простиранию нагрузки на крепь ствола оказались примерно такими же, как и при пологом падении пластов, слагающих породный массив.

Результаты экспериментальных работ, проведенных за последние годы на объемных моделях с применением эквивалентных ма-

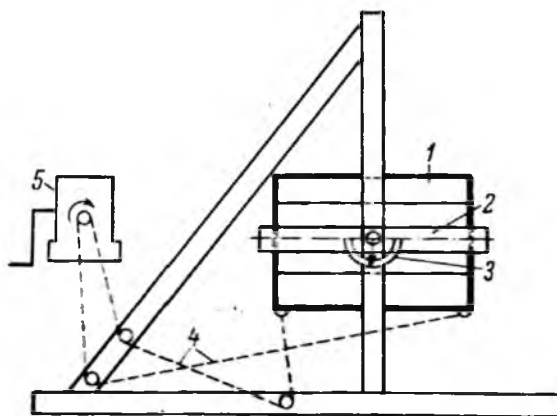


Рис. 7. Схема объемного поворотного стенда.

Объяснения в тексте.

териалов, показали, что моделирование проявлений горного давления методом эквивалентных материалов получило значительное развитие и оказало большую помощь в решении вопросов управления горным давлением и определения влияния подземных выработок на сдвигание толщи пород.

Таким образом, применение метода объемного моделирования из эквивалентных материалов позволило начать изучение взаимо-

действия крепи вертикальных стволов с окружающим ствол породным массивом до глубины 200 м.

В настоящее время трудно дать глубокий анализ исследований взаимодействия массива пород с крепью вертикальных стволов шахт, выполненных методом эквивалентных материалов на объемных моделях. Сведения о таких исследованиях в литературе крайне ограничены. Относительная сложность и трудоемкость построения и испытания объемных моделей (по сравнению с плоскими) не привели еще к широкому распространению этого метода при проведении научно-исследовательских работ.

Однако существенные преимущества метода объемных моделей несомненно будут способствовать расширению области его применения и

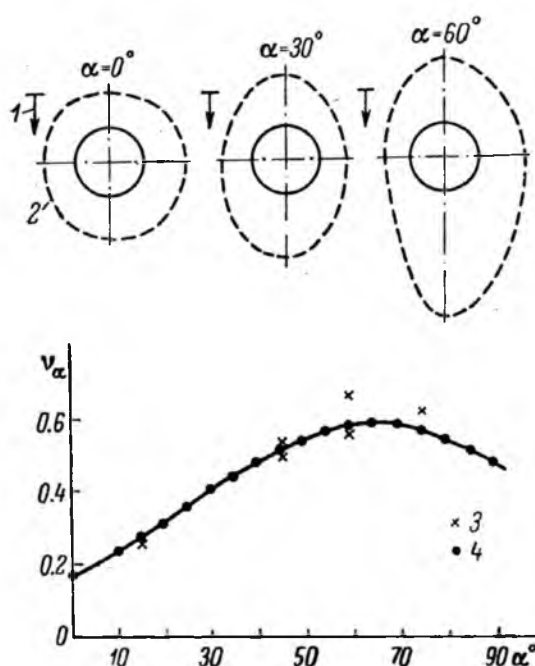


Рис. 8. Зависимость коэффициента неравномерности распределения нагрузок v_α от угла падения пород α° .

1 — падение пород; 2 — эксцентриситет нагрузок; 3 — экспериментальные значения; 4 — расчетные значения при $V_0=0.17$.

по мере накопления опыта моделирования и увеличения числа экспериментов можно будет ставить задачу более глубокого анализа результатов исследований взаимодействия породного массива с крепью вертикальных стволов шахт, проведенных на объемных моделях с применением эквивалентных материалов.

В настоящее время этот метод успешно применяется и совершенствуется в лабораториях ряда научно-исследовательских и учебных институтов как в СССР, так и за рубежом [51]. В результате этих работ получено полное подтверждение его целесообразности и продуктивности для изучения сложных вопросов механики горных пород, окружающих выработку.

Лабораторные эксперименты методом эквивалентного моделирования имеют по сравнению с натурными эксперимен-

тами ряд преимуществ, наиболее важными из которых являются:

1) возможность изменения условий, определяющих ход изучаемого процесса с целью определения влияния этих условий на процесс;

2) возможность проведения экспериментов по данным геолого-разведочных скважин до начала строительства подземных сооружений какого-либо определенного района;

3) не поддающаяся сопоставлению дешевизна лабораторных экспериментов и относительно небольшое время, необходимое для их проведения по сравнению с аналогичными исследованиями в натурных условиях.

В ряде случаев лабораторные исследования являются единственным средством изучения проявлений горного давления, так как далеко не всегда имеется производственная возможность организации исследований непосредственно в шахте, особенно если говорить о полном комплексе исследований.

В настоящее время наметились разные взгляды на использование результатов моделирования методом эквивалентных материалов [52]. Несомненной является возможность использования результатов моделирования для выяснения общих закономерностей процессов деформации и сдвижений пород. для установления зависимостей между отдельными элементами процесса и различными факторами, оказывающими влияние на формирование этих процессов. Опыты показали, что все эти закономерности, установленные на моделях, с большой точностью и полнотой согласуются с натурными процессами.

Во многих случаях при пересчете деформаций и сдвижений модели на натуру получились удовлетворительные результаты: хорошее совпадение абсолютных значений сдвижений в моделях и в натуре. Это говорит о том, что с помощью моделирования можно определить нагрузки на крепь. Такой вывод является чрезвычайно важным, так как моделирование помимо раскрытия общих закономерностей дает возможность получения непосредственных ответов на практические вопросы.

Некоторая условность при переходе к количественной стороне заключается в идеализации реального сложения массива горных пород вследствие трудности его детального воспроизведения в модели.

Исследования с применением метода эквивалентных материалов могут производиться, как известно, на плоских и объемных моделях. До недавнего времени главную часть составляли исследования на плоских моделях. Усложнение задач, разрешаемых методом эквивалентного моделирования, потребовало проведения исследований на объемных моделях. В частности, работа крепи ствола не исчерпывается только одним плоским сечением при ис-

следованиях влияния технологии проходки на проявления горного давления.

Кроме того, весьма важной задачей является определение не только величины нагрузок на крепь ствола, но и характеристик изменений напряженного состояния в окружающем ствол породном массиве, т. е. по существу — объемная задача.

Необходимо отметить, что модели крепей при объемном моделировании должны выполняться так, чтобы по своим общим размерам и по схеме взаимодействия звеньев между собой и с боковыми породами они воспроизводили достаточно близко основную схему работы крепи в натурных условиях.

В лабораторных условиях это требование может быть выполнено только при сравнительно крупномасштабном моделировании (1 : 20, 1 : 50), и чем крупнее масштаб, тем больше возможность создать совершенную модель крепи [38, 53, 54].

С другой стороны, применение крупных масштабов ограничивает глубину моделирования массива пород, если воспроизводится вся толща пород до поверхности. Модели получаются громоздкими и требуются большие затраты труда и материалов при их изготовлении. В опытах Г. А. Крупенникова и Н. А. Филатова на объемном стенде СШС моделировалась толща пород до глубины 200 м, что при масштабе моделирования 1 : 50 обусловило высоту стенда около 6 м.

Моделирование более глубоких участков или укрупнение масштаба моделирования с воспроизведением всей толщи пород до поверхности потребовало бы чрезмерного увеличения геометрических размеров стендов, разместить которые в условиях лаборатории практически невозможно.

Единственным путем преодоления создавшегося противоречия является применение метода компенсирующей нагрузки, предложенного проф. А. А. Борисовым [55, 56].

5. МЕТОД КОМПЕНСИРУЮЩЕЙ НАГРУЗКИ

Сущность метода компенсирующей нагрузки заключается в следующем. Если моделируется какая-либо система с целью изучения работы определенной ее части и при этом моделирование всей системы является дорогостоящим и чрезвычайно громоздким, то можно моделировать только интересующую часть системы, заменив действие всей системы на данную часть тождественным действием внешних сил. Критериями равенства действия могут быть равенства напряжений и деформаций.

Для уяснения сущности моделирования с применением компенсирующей нагрузки рассмотрим простой пример. Пусть имеется столб, находящийся под действием собственного веса (рис. 9, а); объемный вес столба γ . Размеры столба $A_n \times B_n$. Интересующей нас областью является часть столба, заключенная между плоско-

стями 1—1 и 2—2 (т. е. область, в которой процессы перераспределения напряжений и деформаций, связанные с объектом моделирования, ограничены плоскостями 1—1 и 2—2).

Очевидно, что при такой постановке вопроса вес части столба, находящейся выше плоскости 2—2, является внешней силой по

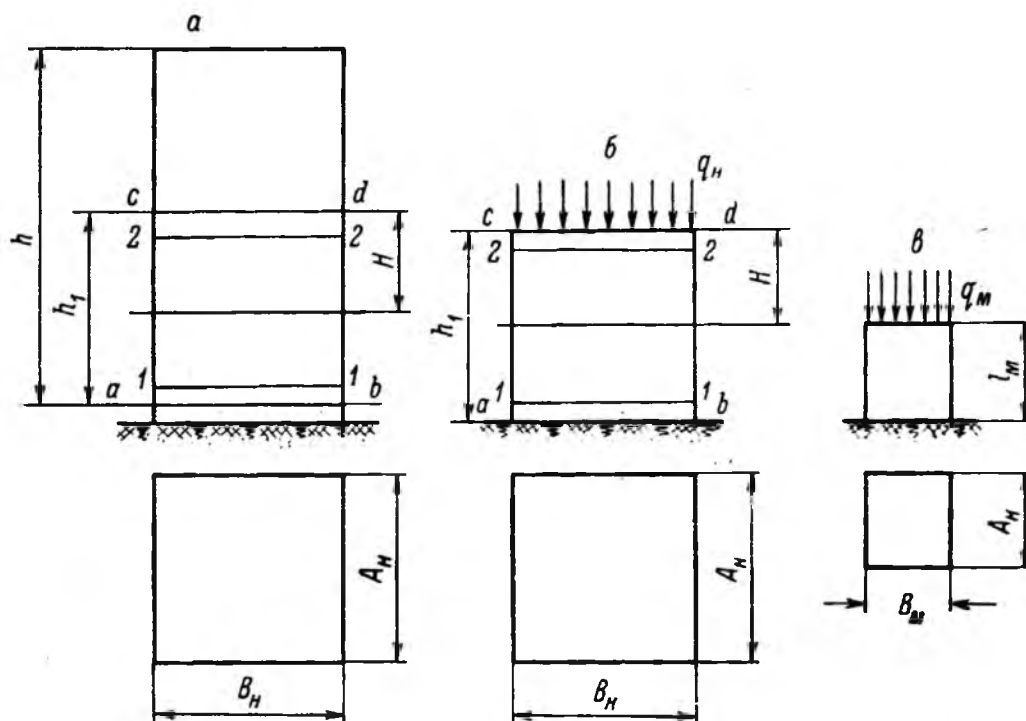


Рис. 9. Схема к определению компенсирующей нагрузки.

Объяснения в тексте.

отношению к интересующей нас области, и ее действие может быть заменено действием равномерно распределенной нагрузки

$$q_n = \frac{P}{F} = \frac{(h - h_1) A_n^2 \gamma}{A_n^2} = (h - h_1) \gamma. \quad (20)$$

Однако если приложить нагрузку непосредственно к плоскости 2—2, то нет уверенности, что распределение напряжений вблизи нее не исказится, так как достичь прежней степени равномерности передачи давлений технически невозможно. Поэтому следует взять несколько большую область, заключенную между плоскостями $a-b$ и $c-d$. Тогда вместо прежней системы (рис. 9, а) получаем новую систему (рис. 9, б).

Напряжения и деформации для области $a-b-d-c$ в обоих случаях должны быть одинаковы. Напряжения в любом сечении x будут равны:

для первой системы

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{d1} &= \frac{P + \sigma_x F}{F}; \\ \sigma_{d1} &= \frac{(h - h_1) A_{\text{н}}^2 \gamma + \gamma A_{\text{н}}^2 x}{A^2}; \\ \sigma_{d1} &= \gamma (h - h_1 + x). \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Для второй системы

$$\sigma_{d2} = q_{\text{н}} + \frac{\gamma x F}{F};$$

$q_{\text{н}}$ определяется по формуле (20),

$$\sigma_{d2} = (h - h_1) \gamma + \gamma x;$$

$$\sigma_{d2} = \gamma (h - h_1 + x),$$

т. е. то же значение, что и по формуле (21). Таким образом,

деформации

$$\begin{aligned} \sigma_{d1} &= \sigma_{d2}; \\ \Delta l_1 &= \frac{h_1}{EF} \left(P_1 + \frac{1}{2} F \gamma x \right); \\ \Delta l_2 &= \frac{h_1}{EF} \left(P_2 + \frac{1}{2} F \gamma x \right). \end{aligned}$$

Так как $P_2 = qF = (h - h_1) \gamma F = P_1$, то очевидно, что $\Delta l_1 = \Delta l_2$, т. е. такая замена сил вполне допустима.

При достаточно большой области $a-b-d-c$ в интересующей нас ее части $1-1-2-2$ никаких изменений не произойдет, т. е. новая система вполне равноценна первой. Таким образом, можно заменить систему, находящуюся под действием объемных сил, системой, находящейся под действием внешней нагрузки и объемных сил.

При линейном масштабе моделирования α , получается модель, изображенная на рис. 9, в.

Выбор способа приложения компенсирующей нагрузки должен рассматриваться с учетом типа выработки. Пригрузка должна быть приложена к какому-нибудь достаточно удаленному слою, обеспечивающему равномерную передачу давления на нижележащие породы.

Для решения вопроса о правомерности применения метода компенсирующей нагрузки применительно к моделированию проявлений горного давления в ИГД АН СССР были проведены специальные эксперименты на моделях из эквивалентных материалов и методом фотоупругости [57].

Для этого были отработаны три модели с фиксацией величины смещения кровли и шага обрушения основной кровли. Масштаб

моделирования — $\alpha_i=40$ и $\alpha_i=20$ для глубины разработки около 50 м в породах с предельной прочностью на сжатие около 500 кГ/см².

Как показали результаты проведенных опытов, компенсирующая нагрузка не вызвала существенных изменений ни в величине смещения кровли, ни в характере движения и обрушения пород. Характерным для моделей с компенсирующей нагрузкой является значительное сокращение влияния торцов модели.

На рис. 10 представлены результаты оптического моделирования напряженного состояния пород при работе без компенсирующей

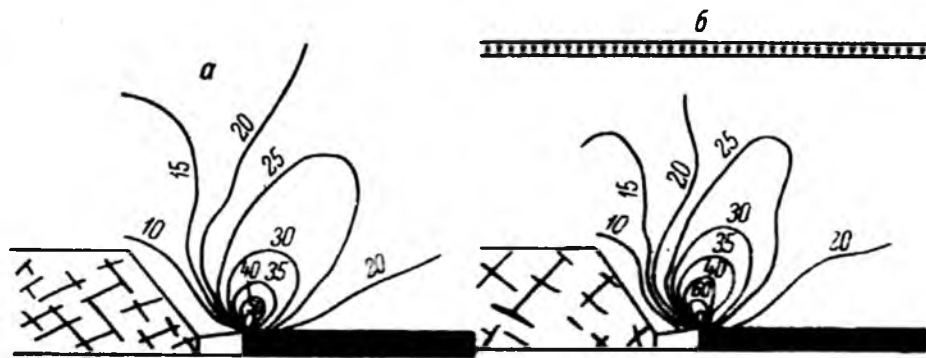


Рис. 10. Результаты оптического моделирования напряженного состояния пород.

a — при моделировании толщи пород до поверхности; *б* — с применением компенсирующей нагрузки.

щей нагрузки (*a*) и с применением компенсирующей нагрузки (*б*). Как следует из рис. 10, применение компенсирующей нагрузки привело к незначительным изменениям напряженного состояния пород.

В результате экспериментов было доказано, что моделирование с применением компенсирующей нагрузки, не искажая заметно напряженного состояния пород и проявлений горного давления, значительно уменьшает трудоемкость изготовления моделей и увеличивает зону стабильных деформаций массива. Кроме того, этот метод является единственным для сравнительно крупномасштабного моделирования проявлений горного давления на больших глубинах (свыше 200 м).

Условия применения метода компенсирующей нагрузки заключаются в следующем:

1) если исследованию подлежит не вся система, а только ее часть, то можно моделировать только эту часть системы, заменяя действие на нее остальных частей системы компенсирующей нагрузкой;

2) моделируемая часть системы должна иметь такие размеры, при которых в интересующей нас области (меньшей моделируемой части) не искажалось бы нормальное течение процессов;

3) при использовании материалов натуры моделируемая часть должна быть настолько мала, чтобы действующие объемные силы составляли небольшую часть от внешних;

4) при использовании метода компенсирующей нагрузки при моделировании с применением эквивалентных материалов компенсирующая нагрузка не должна искажать процессы деформации и разрушения прилегающих слоев, что можно осуществить путем изменения прочности и мощности слоев, воспринимающих нагрузку, а также выбором схемы приложения нагрузки.

Вопросы устойчивости вертикальных стволов шахт методом эквивалентных материалов с применением компенсирующей нагрузки ранее не исследовались. Поэтому прежде всего потребовалось разработать необходимую для этого аппаратуру и методику работы на ней.

Глава II

ЛАБОРАТОРНОЕ ОБОРУДОВАНИЕ И МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ РАБОТ

642.831.1:517.241.006.5

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Анализ экспериментальных работ, выполненных в лабораторных условиях, по исследованию проявлений горного давления на крепь вертикальных стволов показал, что до сих пор применялись стенды, на которых моделировалась вся толща пород до поверхности. Применение оптимальных масштабов моделирования ($\alpha_l = 10 \div 50$) приводит к тому, что увеличение глубины моделирования требует изготовления очень больших по геометрическим размерам стендов. Практически наибольшая достигнутая при моделировании глубина не превышает 200—250 м в натуре.

Однако в настоящее время особо актуальное значение имеет задача изучения проявлений горного давления на крепь вертикальных стволов, пройденных на большую глубину (свыше 1000 м).

Взаимодействие породного массива, окружающего ствол шахты, с крепью выработки может быть исследовано с достаточной степенью достоверности только при крупномасштабном моделировании. Исходя из этого основной масштаб моделирования принят нами 1 : 20 ($\alpha_l = 20$).

Основные критерии подобия приняты по методике, разработанной автором метода эквивалентных материалов Г. Н. Кузнецовым [38].

Для пересчета показателей физико-механических свойств пород натуры применительно к условиям моделирования использовано выражение (11). Исходя из этого, получаем:

а) для равномерно распределенной нагрузки

$$q_m = q_n \frac{\gamma_m}{\gamma_n} \frac{1}{\alpha_l}, \quad (22)$$

где q_n , q_m — равномерно распределенная нагрузка в натуре и в модели T/m^2 ; γ_m , γ_n — объемный вес эквивалентного материала и пород натуры, t/m^3 ; α_l — линейный масштаб моделирования;

б) для сцепления — выражение (17);

в) для угла внутреннего трения — выражение (15), на основании которого

$$\varphi_m = \varphi_n, \quad (23)$$

где φ_n — угол внутреннего трения пород натуры, φ_m — модели;

г) для коэффициента Пуассона

$$\mu_m = \mu_n, \quad (24)$$

где μ_m , μ_n — коэффициент Пуассона пород модели и природы.

Модели проектировали с учетом следующих соображений.

При построении и испытании моделей необходимо помимо удовлетворения определяющих критериев подобия соблюдать геометрическое подобие модели, а также подобие начального состояния и граничных условий.

Соблюдение геометрического подобия при масштабе моделирования $\alpha_l = 20$ не встречает затруднений. Подобие начального состояния подразумевает сохранение подобия состояний механических систем природы и модели в процессе проведения опыта.

К характеристикам начального состояния, имеющим существенное значение при моделировании, относятся:

а) влажность пород и распределение этой влажности в пределах моделируемого участка;

б) макроструктурные характеристики моделирующих пород, создающие местные ослабления;

в) характер начального периода работы крепи при ее возведении.

Очень важно соблюдение подобия граничных условий. Модель должна быть рассчитана и построена так, чтобы границы интересующего нас участка находились на некотором удалении от ее наружного контура.

Лабораторные эксперименты методом эквивалентных материалов можно проводить по двум направлениям.

1. Упрощенное моделирование схемы явления с частичным исключением ряда действующих факторов, с изменением их значений против значений в природе.

2. Моделирование интересующего нас частного случая с максимальным приближением модели к условиям природы по всем показателям.

Первое направление предусматривает активное изучение моделируемого процесса, определение влияния отдельных действующих факторов на процесс.

Второе направление должно, как правило, завершать первое, так как после изучения вопроса в первом направлении можно более правильно оценить явления, наблюдаемые в модели, усложненной воспроизведением всех основных элементов природы.

2. КОНСТРУКЦИЯ ГИДРОФИЦИРОВАННОГО СТЕНДА ДЛЯ ОБЪЕМНОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Стенд для исследования взаимодействия породного массива с крепью глубоких (свыше 1000 м) вертикальных стволов шахт методом эквивалентных материалов должен удовлетворять следующим требованиям.

1. Устройство стенда должно предусматривать возможность изготовления объемных моделей для исследования процессов деформаций и напряженного состояния пород, непосредственно окружающих ствол, при изменении контура крепи ствола.

2. При выборе размеров стенда принимается во внимание конкретная задача исследования и масштаб моделирования.

3. Конструкция стенда должна обладать достаточной жесткостью с тем, чтобы деформации элементов стенда не отражались на работе модели и контрольно-измерительной аппаратуры.

4. Стенд должен быть оснащен надежным устройством для создания компенсирующей нагрузки, достаточной для моделирования участков, расположенных на глубинах свыше 1000 м.

5. Конструкция стенда должна обеспечивать простоту и удобство построения и испытания моделей.

Объемный стенд с гидравлическим приводом для исследований взаимодействия породного массива с крепью вертикальных стволов шахт спроектирован с учетом этих требований [58].

Стенд (рис. 11) представляет собой бункер 2, смонтированный на опорной плите 1. К верхней поворотной плите 3 прикреплены десять гидравлических домкратов 4. Верхняя и нижняя плиты соединяются между собой стяжными колоннами 5.

Верхняя поворотная плита 3 консольно закреплена на несущей колонне 9 и может быть отведена в сторону, открывая доступ в бункер. В центре бункера 2 устанавливается модель крепи ствола 7.

Для того чтобы иметь возможность воспроизвести проходку и крепление ствола в предварительно напряженном массиве, в нижней опорной плите 1 предусмотрена съемная заглушка 8.

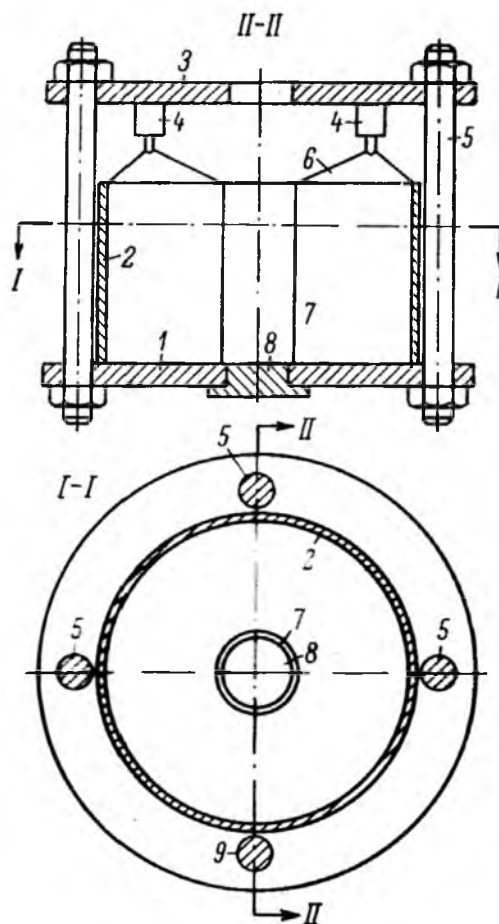


Рис. 11. Принципиальная схема устройства стенда для объемного моделирования горных выработок.

Объяснения в тексте.

Передача давления на массив пород от домкратов осуществляется давящей плитой 6, которая для равномерности давления шарнирно соединена с домкратами 4.

Исходные данные для определения основных геометрических размеров стенда были выбраны из следующих соображений.

Исследования проводились применительно к стволу диаметром 6.0 м при масштабе моделирования $\alpha_l = 20$. Диаметр модели крепи при этом масштабе составит $d = 0.3$ м.

Согласно данным лабораторного исследования проявлений горного давления в вертикальных выработках [49], смещения слабых пород в сторону постепенно убывают от ствола в массив и становятся неощутимыми на расстоянии 4—6 радиусов, считая от оси ствола.

Другими словами, диаметр моделируемой области должен составлять не менее 4—6 диаметров выработки.

Диаметр бункера стенда принят равным 1.5 м, что соответствует пяти диаметрам ствола.

3. РАСЧЕТ КОМПЕНСИРУЮЩЕЙ НАГРУЗКИ И ЭЛЕМЕНТОВ СТЕНДА

Площадь бункера, м^2 , к которой будет приложена нагрузка, определяется из выражения

$$S = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4}$$

где D — диаметр бункера стенда, м; d — диаметр модели крепи, м.

$$S = \frac{3.14(1.5^2 - 0.3^2)}{4} = 1.7 \text{ м}^2.$$

Глубину моделирования в натуре принимаем $H = 1500$ м. Объемный вес моделируемых пород в натуре $\gamma_n = 3 \text{ т/м}^3$.

Нагрузка, которую необходимо смоделировать на стенде,

$$q_n = \gamma_n H = 3 \cdot 1500 = 4500 \text{ Т/м}^2.$$

Согласно формуле (22), задаваясь значениями $q_n = 4500 \text{ Т/м}^2$; $\gamma_n = 3.0 \text{ т/м}^3$; $\gamma_m = 1.6 \text{ т/м}^3$; $\alpha_l = 20$, получим

$$q_m = 4500 \cdot \frac{1.6}{3.0} \cdot \frac{1}{20} = 120 \text{ Т/м}^2.$$

Общая величина компенсирующей нагрузки для моделирования глубины 1500 м

$$Q = q_m S = 120 \cdot 1.7 = 204 \text{ Т.} \quad (25)$$

С целью обеспечения равномерности передачи нагрузки по всей площади бункера принято 10 гидравлических домкратов по

20 т каждый, что дает суммарную величину компенсирующей нагрузки 200 т.

При конструктивной разработке стенда проведен расчет всех элементов конструкции, которые обеспечивают нормальную работу с сохранением необходимой жесткости.

В качестве примера приводим расчет нижней плиты стенда.

Нижняя плита 1 (рис. 11) является основным несущим элементом стенда, поэтому особое значение имеет ее жесткость.

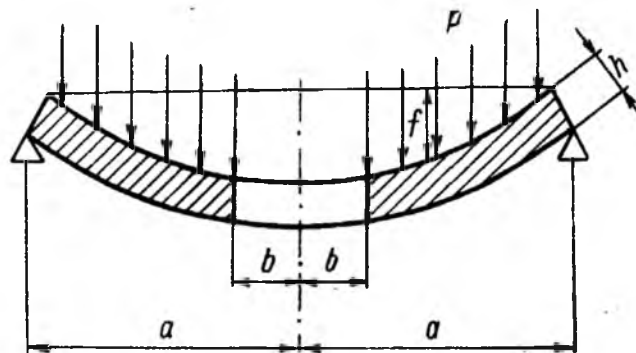


Рис. 12. Схема к расчету основания стенда.

Объяснения в тексте.

Техническим заданием прогиб нижней плиты (рис. 12) принят $f \leq 0.01$ см.

В первом приближении толщина плиты определяется по формуле

$$f = c_1 \frac{q_n a^4}{E h^3} \leq 0.01 \text{ см};$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{c_1 q_n a^4}{E f}},$$

где c_1 — коэффициент снижения несущей способности плиты из-за наличия в центре плиты отверстия диаметром $2b$; $2a$ — диаметр плиты, см; E — модуль упругости материала плиты, кГ/см²; q_n — расчетная равномерно распределенная нагрузка, кГ/см². Принимаем $a = 75$ см; $E = 2.1 \cdot 10^6$ кГ/см²; $b = 15$ см; $q_n = 12$ кГ/см²; $c_1 = 0.813$ (при $\frac{a}{b} = 5$).

После подстановки получим

$$h = \sqrt[3]{\frac{0.813 \cdot 12 \cdot 75^4}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 0.01}} = 24.6 \approx 25 \text{ см.}$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{2ah^2}{6} = \frac{2 \cdot 75 \cdot 25^2}{6} \approx 15700 \text{ см}^3.$$

Конструктивное сечение плиты принято по схеме, приведенной на рис. 13.

Площадь сечения $F=680 \text{ см}^2$, статический момент $\rho_{0x}=19\,300 \text{ см}^3$.
 Центр тяжести относительно оси x

$$y = \frac{\rho_{0x}}{F} = \frac{19300}{680} = 28.4 \text{ см.}$$

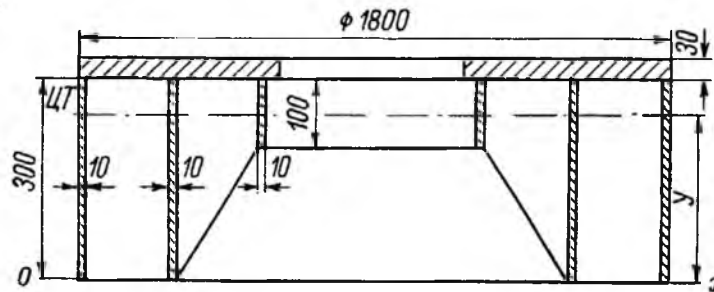


Рис. 13. Конструктивное сечение основания стенда.

Объяснения в тексте.

Момент инерции сечения

$$J = 589071 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения

$$W_1 = \frac{J}{y} = \frac{589071}{28.4} = 20800 \text{ см}^3 > 15700 \text{ см}^3$$

Следовательно, $f < 0.01 \text{ см.}$

4. ОПИСАНИЕ СТЕНДА И МЕТОДИКИ РАБОТЫ НА НЕМ

Стенд (рис. 14) представляет собой цилиндр 2 диаметром 1.5 м, высотой 0.8 м, объемом 1.415 м^3 , установленный на основании 1. На верхней плите 3 смонтированы 10 гидравлических домкратов 4, мощность каждого составляет 20 Т.

Верхняя и нижняя плиты соединены между собой тремя стяжными колоннами 5 и одной несуще-стяжной колонной 9.

Верхняя плита консольного типа в период загрузки стенда отводится в сторону, вращаясь вокруг несуще-стяжной колонны.

В центре верхней плиты имеется отверстие диаметром 350 мм, предназначенное для наблюдения за моделью ствола 7.

На верхней плите смонтирован также коллектор высокого давления 8 гидропривода домкратов (рис. 14, 15). Нижняя опорная плита имеет отверстие, закрываемое на период построения модели заглушкой (рис. 11, 8).

Для обеспечения возможности наблюдения за моделью крепи ствола и снятия отсчетов в период испытания модели стенд смонтирован на постаменте 6 (рис. 14) на высоте 1.2 м над уровнем пола. Вся площадь приложения компенсирующей нагрузки разделена для более равномерной передачи давления на 10 равных частей. К домкратам, смонтированным на верхней плите, снизу шарнирно присоединены сегменты давяльной плиты.

Общий вид стенда показан на рис. 16.

Для привода домкратов предусмотрена специальная гидросистема (рис. 17). Машинное масло из бака I поступает в высоконапорный быстроходный гидравлический насос 2 типа БН-200, развивающий напор до 150 ат. Привод насоса осуществляется электродвигателем 3 мощностью 14 квт.

Для создания промежуточных ступеней давления в системе предусмотрен ручной гидравлический насос 4 типа ГН-200, предназначенный также для поддержания давления на необходимом уровне при отключении основного насоса БН-200.

От насоса масло под давлением направляется к распределительному устройству (рис. 18), состоящему из коммутатора высокого давления 1, ступенчатого регулятора давления А—Е, коммутатора низкого давления 2.

Каждый клапан ступенчатого регулятора оттарирован соответственно на 25, 50, 75, 100, 125, 150 ат. Давление контролируется манометром 3 с точностью до 3 ат. (грубая настройка) и образцовым манометром 4 с точностью до 0.2 ат.

Распределительное устройство работает следующим образом.

Включают один из ступенчатых клапанов в зависимости от требуемого давления. Масло под давлением поступает в коммутатор высокого давления, откуда направляется к коллектору высокого давления гидродомкратов, смонтированных на верхней

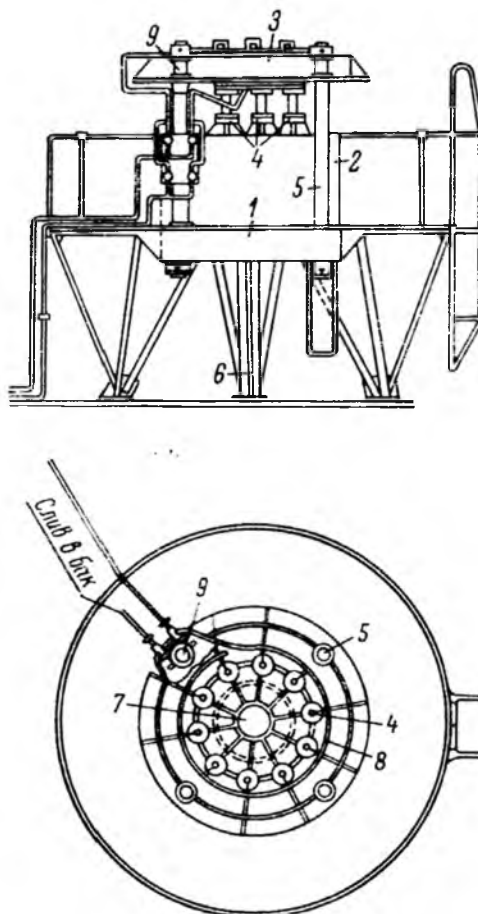


Рис. 14. Схема устройства стенда.
Объяснения в тексте.

поворотной плите. Когда давление превысит требуемое, срабатывает соответствующий ступенчатый клапан и перепускает масло в коммутатор низкого давления 2, из которого масло направляется в бак, питающий гидронасос.

Контрольные испытания показали хорошую работоспособность стенда и надежность всех элементов конструкции.

Гидрофицированный стенд для объемного моделирования горных выработок методом эквивалентных материалов предназначен

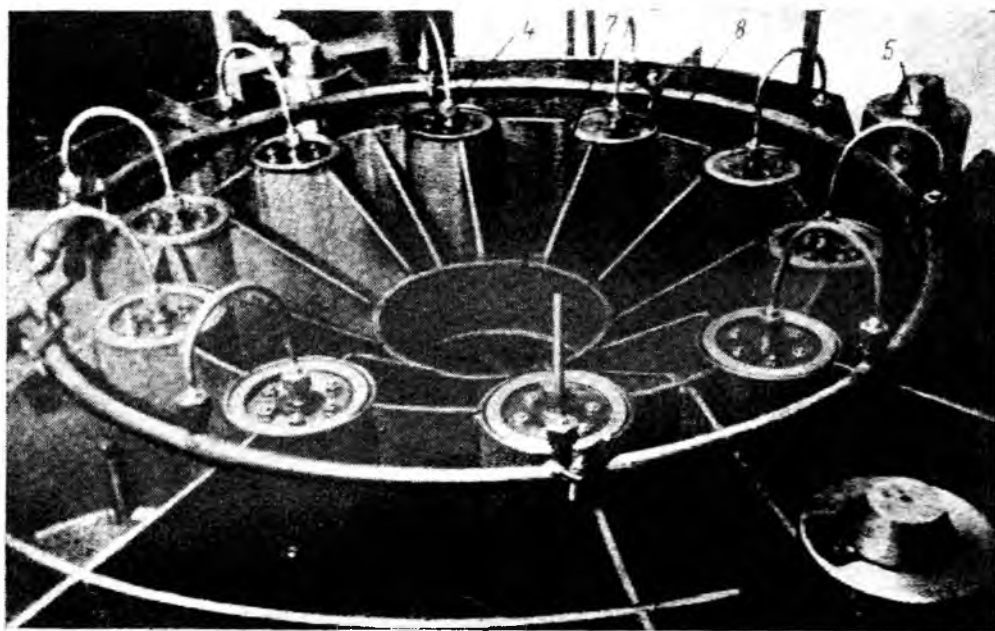


Рис. 15. Верхняя поворотная плита стенда.

Объяснения в тексте.

для исследований, связанных с вопросами взаимодействия породного массива с крепью вертикальных стволов шахт, пройденных в различных горногеологических условиях на глубинах до 1500 м.

Предполагаемый масштаб моделирования проектировался от 1 : 10 до 1 : 50 и меньше.

Если принять масштаб моделирования 1 : 20 и средний объемный вес пород природы $\gamma = 2.7 \text{ т/м}^3$, то при помощи стенда возможно моделировать участок цилиндрической формы с диаметром цилиндра 30 и высотой 16 м до глубины 1480 м.

Время выдерживания модели под нагрузкой практически неограниченно, однако требуется периодическая подкачка масла ручным насосом ГН-200 для компенсации утечек давления, имеющих в домкратах и гидросистеме.

Постройка и испытание модели могут производиться следующими способами.

Первый способ. Освобождают (рис. 14) стяжные колонны 5. Верхнюю плиту 3 с домкратами 4, консольно закрепленную

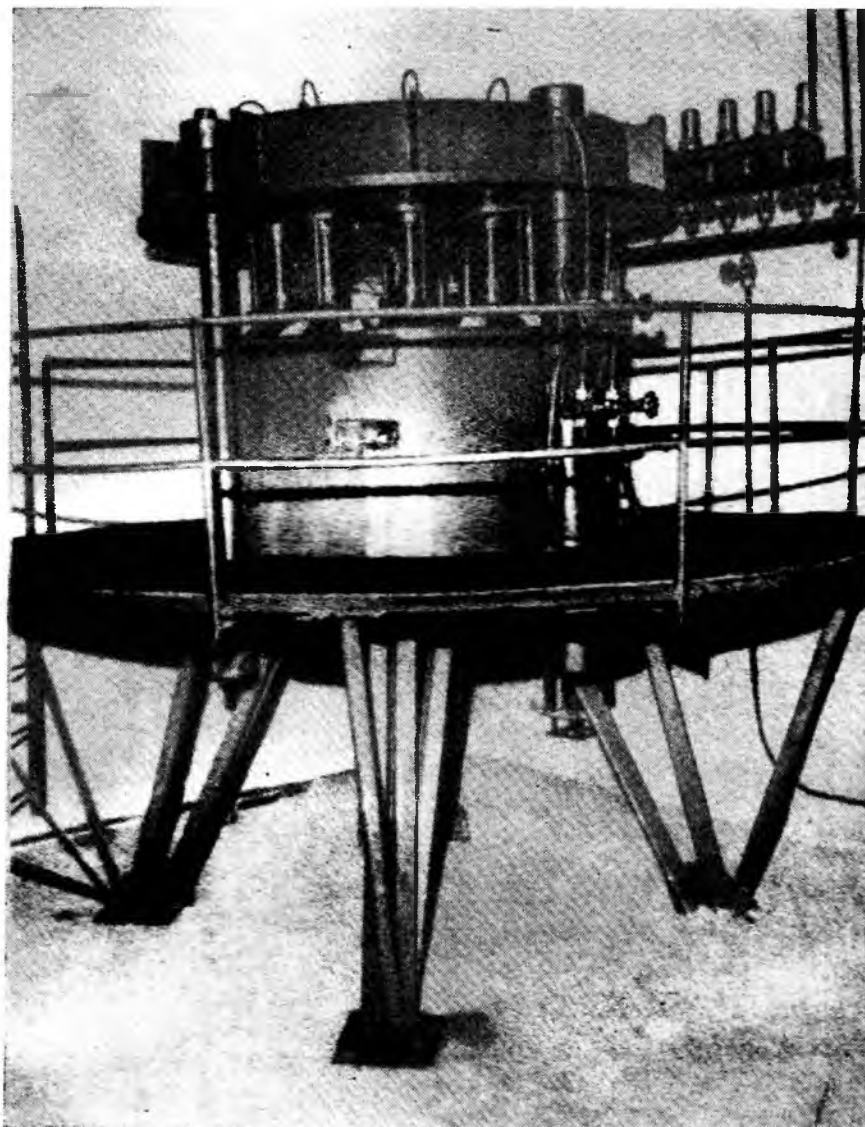


Рис. 16. Внешний вид стенда.

на несуще-стяжной колонне 9, отводят в сторону, тем самым открывая доступ в бункер 2.

Бункер 2 заполняют материалом, эквивалентным натурным породам моделируемого участка. Затем верхнюю плиту 3 ставят

в рабочее положение и соединяют с нижней плитой 1 стяжными колоннами 5.

После этого включаются в работу гидравлические домкраты, которые при помощи давящей плиты доводят напряженное

состояние эквивалентного массива в бункере до величины, соответствующей напряженному состоянию пород в натуральных условиях с учетом масштаба моделирования и критериев подобия. Затем снимают заглушку в нижней опорной плите и в заданном режиме воспроизводят проходку ствола, установку модели крепи ствола 7 и контрольно-измерительной аппаратуры и выполняют весь цикл наблюдений за взаимодействием породного массива с крепью ствола.

Второй способ. Освобождают (рис. 14) стяжные колонны 5. Верхнюю плиту 3 с домкратами 4 отводят в сторону, открывая доступ в бункер 2. В бункере монтируют модель крепи ствола 7 и контрольно-измерительную аппаратуру, затем заполняют бункер эквивалентным материалом, подобранным в соответствии с натурными породами на этом участке ствола. После заполнения бункера верхнюю плиту 3 ставят

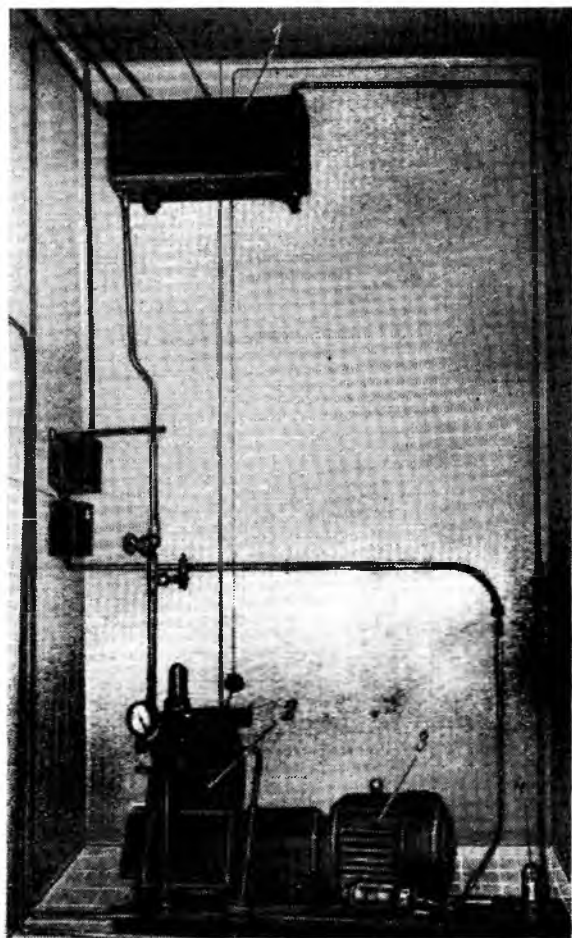


Рис. 17. Устройство для гидропривода домкратов.

Объяснения в тексте.

в рабочее положение и скрепляют с нижней плитой 1 стяжными колоннами 5.

В коллектор высокого давления 8 подают давление, и гидравлические домкраты при помощи давящей плиты доводят напряженное состояние эквивалентного массива до уровня, соответствующего напряженному состоянию породного массива в натуре на заданной глубине. При этом выполняют цикл наблюдений

за характером взаимодействия модели крепи ствола с окружающими эквивалентными материалами.

Компенсирующую нагрузку рассчитывают следующим образом. На любой глубине породы испытывают нагрузку ($\bar{T}/\text{м}^2$) со стороны вышележащих пород, определяемую формулой

$$q_n = \gamma_n H. \quad (26)$$

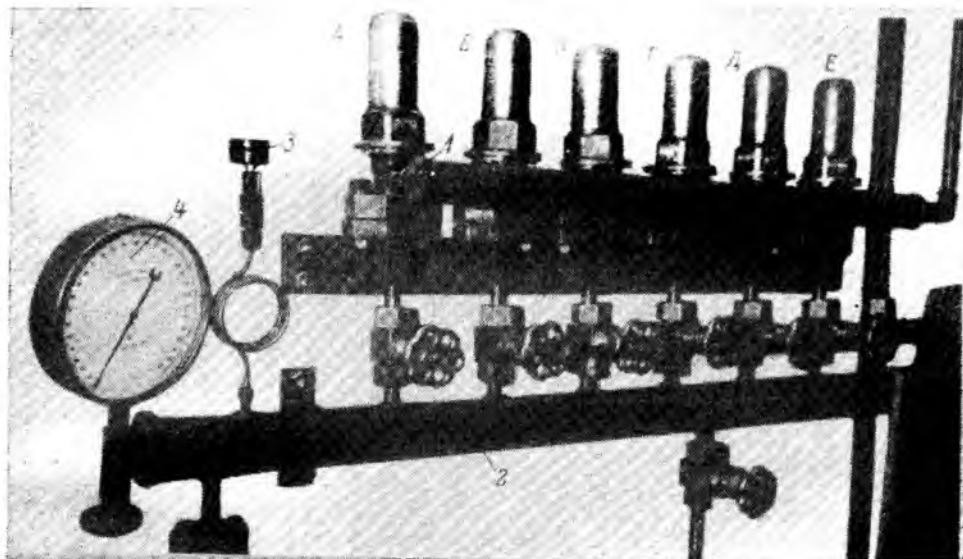


Рис. 18. Распределительное устройство гидропривода стенда.

Объяснения в тексте.

Для условий моделирования эта нагрузка будет иметь значение q_n из выражения (22). Используя выражения (22) и (25), получаем величину компенсирующей нагрузки ($\bar{T}$) в виде

$$Q = q_n S = q_n \frac{\gamma_m}{\gamma_n} \cdot \frac{1}{\alpha_l} S. \quad (27)$$

Давление масла в гидросистеме, ат,

$$\Delta P = \frac{Q}{n S_{пл}}, \quad (28)$$

где n — количество гидродомкратов; Q — общая величина компенсирующей нагрузки; $S_{пл}$ — площадь плунжера каждого домкрата.

Подставляя в формулу (28) значения (27) и принимая $S = 1.7 \text{ м}^2 = 17\,000 \text{ см}^2$; $n = 10$; $S_{пл} = 132.5 \text{ см}^2$, получаем

$$\Delta P = \frac{Q}{n S_{пл}} = \frac{q_n \frac{\gamma_m}{\gamma_n} \cdot \frac{1}{\alpha_l} S}{n S_{пл}} = \frac{q_n \gamma_m 17\,000}{10 \cdot 132.5 \gamma_n \alpha_l} = \frac{12.8 \gamma_m q_n}{\gamma_n \alpha_l}. \quad (29)$$

Принимая q_n по формуле (26), получаем

$$\Delta P = \frac{12.8 \gamma_m \gamma_n H}{\gamma_n \alpha_l} = \frac{12.8 \gamma_m H}{\alpha_l} \text{ Т/м}^2, \text{ или } \frac{1.28 \gamma_m H}{\alpha_l} \text{ кг/см}^2 \text{ (ат)}. \quad (30)$$

При исследованиях в качестве эквивалентного материала использовались песчано-парафиновые смеси $\gamma_m = 1.6 \text{ т/м}^3$. Подставив это значение в формулу для определения необходимого давления в гидросистеме, получим

$$\Delta P = \frac{1.28 \cdot 1.6 H}{\alpha_l} = \frac{2.05 H}{\alpha_l} \text{ ат}, \quad (31)$$

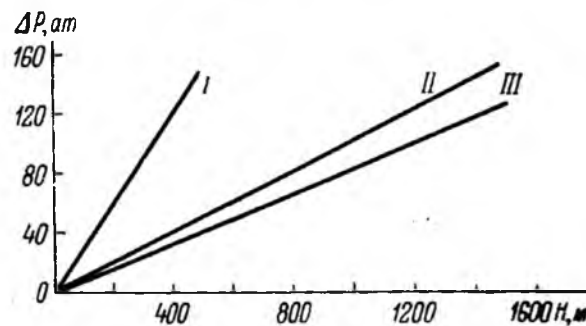


Рис. 19. Графики для определения давления в гидросистеме стенда в зависимости от глубины и масштаба моделирования.

I — $\alpha_l=7$, II — $\alpha_l=20$, III — $\alpha_l=25$.

где α_l — геометрический масштаб моделирования; H — глубина моделируемого участка, м.

Как видно из формулы (30), давление в гидросистеме стенда прямо пропорционально объемному весу эквивалентного материала, глубине моделируемого участка, обратно пропорционально геометрическому масштабу моделирования и не зависит от объемного веса пород натуры.

По этой методике рассчитаны паспорта давления в гидросистеме стенда в зависимости от моделируемой глубины для масштабов моделирования, применявшихся при исследованиях (рис. 19).

Определим максимальную глубину, которую можно имитировать на стенде в зависимости от масштаба моделирования и объемного веса эквивалентного материала.

Наибольшее давление, создаваемое в гидросистеме привода стенда, составляет 150 ат.

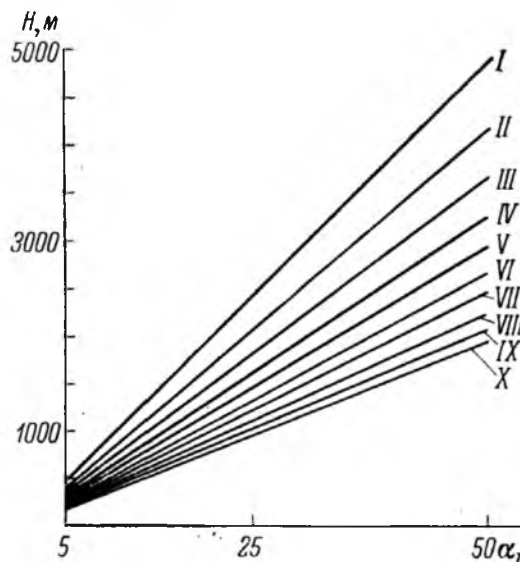
Тогда максимальная глубина, м, определится из выражения (30):

$$H_{\max} = \frac{150 \alpha_l}{1.28 \gamma_m} = 117 \frac{\alpha_l}{\gamma_m}.$$

Задавая значения γ_m от 1.2 до 3.0 т/м³ с интервалом 0.2 и принимая масштабы моделирования 1 : 5, 1 : 10, 1 : 20, 1 : 25, 1 : 30, 1 : 50, подсчитаем значения $H_{\max}$ (с округлением до целых десятков). Результаты расчетов приведены на рис. 20. Анализ графиков показывает, что гидрофицированный стенд для моделирования горных выработок дает возможность проводить исследования взаимодействия породного массива

Рис. 20. Графики для определения максимальной глубины моделирования в зависимости от масштаба моделирования и объемного веса эквивалентного материала.

Значения γ_m в т/м³: I — 1.2; II — 1.4; III — 1.6; IV — 1.8; V — 2.0; VI — 2.2; VII — 2.4; VIII — 2.6; IX — 2.8; X — 3.0.



с крепью вертикальных стволов шахт в широком диапазоне глубин и значений γ_m .

Даже при крупных масштабах моделирования ($\alpha_l=5$; $\alpha_l=10$) можно имитировать глубину 500—1000 м в натуре.

Более мелкие масштабы моделирования позволяют имитировать участки ствола, расположенные на глубине 2000—3000 и даже свыше 4000 м.

5. КОНСТРУКЦИЯ МОДЕЛЕЙ КРЕПЕЙ И КОНТРОЛЬНО-ИЗМЕРИТЕЛЬНОЙ АППАРАТУРЫ

Модели крепи стволов должны удовлетворять основным требованиям геометрического, кинематического и силового подобия, так как только при этом исследования и их результаты будут достаточно обоснованы и достоверны.

В соответствии с этим конструкции моделей крепей должны отвечать следующим требованиям.

1. Модели крепей должны удовлетворять условиям механического подобия в части несущей способности крепи и ее податливости с учетом масштаба моделирования.

2. Наряду с удовлетворением основных требований механического подобия по общей сопротивляемости и податливости модели крепи необходимо достаточно близко воспроизводить условия взаимодействия на контактах крепи с боковыми породами.

Тут имеются в виду условия геометрического подобия конфигурации и площади поверхности соприкосновения на контакте,

а также условия механического подобия при воспроизведении соответствующих характеристик жесткости (или податливости) контакта.

3. Конструкция моделей крепи должна обеспечивать возможность измерения всех необходимых силовых и кинематических характеристик режима работы крепи. При этом измерения должны быть достаточно точными.

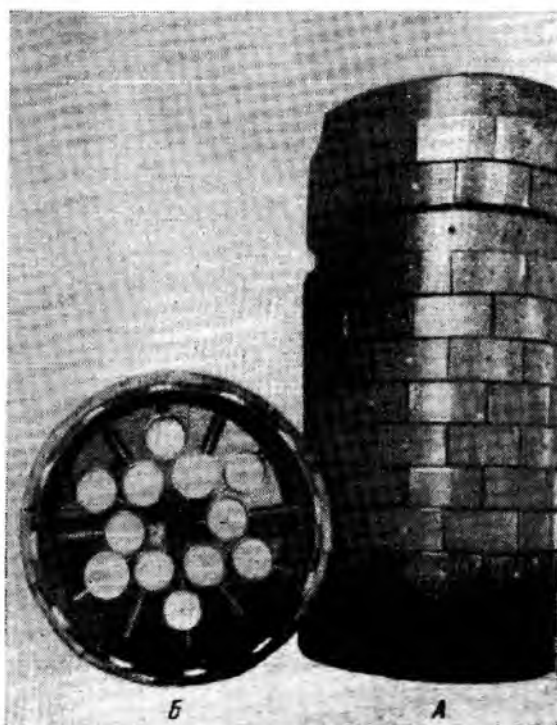


Рис. 21. Общий вид моделей крепи ствола.

А — модель жесткой крепи; Б — модель гибкой крепи.

4. Конструкции приборов, имитирующих работу крепи в модели, должны обеспечивать надежность работы приборов в сочетании с наибольшей простотой и удобством управления ими, так как от выполнения этих требований во многом зависит бесперебойное и эффективное проведение экспериментов. Особое значение это требование приобретает при объемном крупномасштабном моделировании, при котором каждая модель требует значительных затрат времени и средств на построение и испытание, и в силу этого дублирование моделей для контроля и уточнений затруднено и может допускаться лишь в исключительных случаях.

Исследования вопросов взаимодействия породного

массива с крепью вертикальных стволов шахт проводились с двумя вариантами моделей крепей.

1. Модель, имитирующая тубинговую крепь. Поперечное сечение ствола сохраняет кольцевую форму независимо от величин нагрузок и характера их распределения. Далее этот вариант будет фигурировать под названием «жесткая крепь».

2. Модель, имитирующая тубинговую крепь, отличающаяся от первого варианта тем, что при концентрации нагрузки с какой-либо стороны крепь имеет возможность деформироваться таким образом, что поперечное сечение ствола может не сохранить кольцевую форму, а принять форму овала, «яйца» или какую-либо другую. Этот вариант будет упоминаться под названием «гибкая крепь».

Модель жесткой крепи ствола представляет собой отрезок трубы диаметром 300 и толщиной 9 мм (рис. 21, А). Длина модели крепи ствола 800 мм, что соответствует при масштабе моделирования $\alpha_l=20$ участку ствола в натуре протяженностью 16 м.

На поверхности трубы в шахматном порядке расположены динамометры, имитирующие тубинги. Схема динамометра приведена на рис. 22. По периметру установлено 12 динамометров, а по длине модели ствола — 14 тубинговых поясов, из которых один, расположенный посередине модели крепи ствола, является измерительным.

Измерительные динамометры перед установкой модели крепи на стенд тщательно тарируются с помощью специального устройства. Всего на измерительном поясе смонтировано 6 симметрично расположенных измерительных динамометров. Непосредственно воспринимающим нагрузку элементом динамометра является вакуумная резина, деформация которой показывает степень загруженности динамометра. Деформация вакуумной резины фиксируется индикатором часового типа с ценой деления 0.01 мм. Динамометры такой конструкции просты по устройству, надежны в эксплуатации, хорошо зарекомендовали себя в работе.

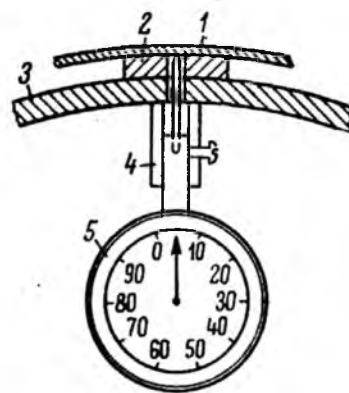


Рис. 22. Схема динамометра.

1 — модель тубинга; 2 — вакуумная резина; 3 — корпус модели крепи; 4 — установочный патрубок индикатора; 5 — индикатор часового типа.

Корпусом модели гибкой крепи также является отрезок трубы диаметром 300 мм (рис. 21, Б), однако толщина стенки составляет всего лишь 1.2 мм. Это дает возможность модели крепи легко изменять форму поперечного сечения при неравномерном распределении нагрузки.

Высота секции гибкой крепи 250 мм, это соответствует участку длиной 5 м в натуре при $\alpha_l=20$. Количество тубинговых поясов 5, из них средний является измерительным.

Поскольку в модели жесткой крепи толщина корпуса 9 мм, а в модели гибкой крепи 1.2 мм, разница в 7.8 мм компенсировалась за счет увеличения толщины тубинга гибкой крепи.

Разработанные варианты моделей крепей обладают большим достоинством, заключающимся в том, что измерительные динамометры имеют такую же жесткость, как и другие модели тубингов, расположенные по всей поверхности крепи. Таким образом, измерительные динамометры работают в режиме податливости, характерном для модели крепи в целом, не создавая каких-либо аномалий.

Для исследования проявлений горного давления на крепь вертикального ствола с учетом влияния технологии проходки потребовалось создать специальную модель крепи ствола.

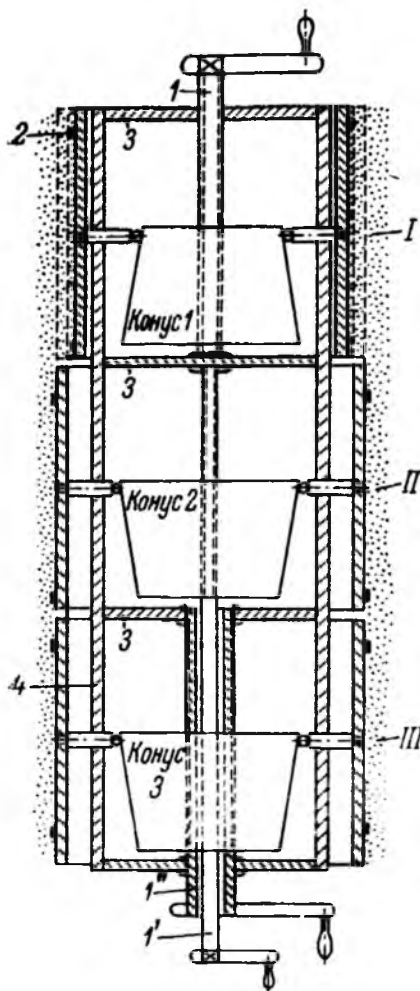


Рис. 23. Принципиальная схема устройства трехсекционной модели крепи ствола.

Секции: I — верхняя, после имитации проходки, II — средняя, III — нижняя. Винты: 1 — первый, 1' — второй, 1'' — третий; 2 — кольцо обжимное резиновое; 3 — опоры; 4 — корпус.

Модель крепи ствола спроектирована из трех подвижных секций, смонтированных на общем основании (рис. 23). Каждая секция высотой 255 мм имитирует участок крепи ствола 5.1 м (при $\alpha_1=20$).

Цилиндр каждой секции разделен на 8 сегментов, опирающихся через штоки на регулировочный конус (использована идея Н. С. Булычева [48]).

Регулировочные конуса каждой секции насажены на винты, каждый из которых имеет автономную рукоятку, вынесенную за пределы модели крепи. При помощи рукояток винты могут приводиться во вращение независимо друг от друга.

Вращением винта осуществляется возвратно-поступательное движение соответствующего регулировочного конуса, на который опираются штоки сегментов. Таким образом достигается уменьшение или увеличение диаметра секции модели крепи. Плотное прилегание штоков сегментов к регулировочным конусам обеспечивается резиновыми обжимными кольцами, расположенными в специальных выточках на поверхности сегментов.

Максимальный наружный диаметр модели крепи ствола равен 300 мм, что соответствует диаметру ствола в натуре 6.0 м (при $\alpha_1=20$), наименьший диаметр модели крепи — 280 мм.

Наличие индивидуального привода возвратно-поступательного движения каждого регулировочного конуса обеспечивает возможность изменения диаметра каждой секции в любой последовательности и независимо друг от друга в указанных пределах.

Уменьшением диаметра секций в определенной последовательности достигается имитация проходки ствола. Увеличением диа-

метра секций осуществляется имитация тампонирования и введения модели крепи в работу.

При проведении исследований измерение нагрузок на жесткую и гибкую крепь производилось при помощи динамометров, описанных выше (рис. 22).

Для контроля за изменением напряженного состояния массива при испытании объемных моделей применялись тензометрические динамометры Д-2 [34, 59], конструкция которых показана на рис. 24.

Динамометр состоит из двух пластин (верхней и нижней) с выступами. На нижней пластине выступы расположены по краям, а на верхней смещены к центру. Между пластинами помещается стальная пружина, на которую с обеих сторон наклеены тензометры, соединенные последовательно. К выводам от тензометров присоединен гибкий изолированный провод длиной 5 м в хлорвиниловой оболочке. С боков динамометр оклеивается тонкой резиной для изоляции полости от проникновения песка, пыли и влаги. После сборки динамометр стягивается двумя резиновыми хомутками и окрашивается нитрокраской.

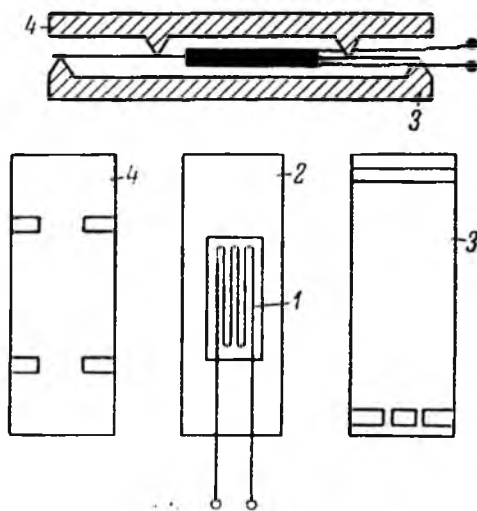


Рис. 24. Схема устройства динамометра Д-2.

1 — электротензометры сопротивления; 2 — измерительная пластина; 3 — нижняя опорная пластина; 4 — верхняя крышка.

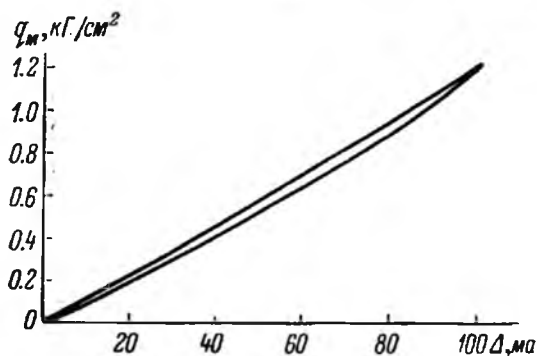


Рис. 25. Примерный тарировочный график динамометра Д-2.

Электрическая схема представляет собой равновесный мост, составленный из проволочных тензометров. В одну из диагоналей моста к клеммам 1—2, 3—4 подключаются тензодинамометры, а в другую диагональ включены подстроечные балансировочные тензометры 5, 6, наклеенные с обеих сторон на стальную пластину.

Пластина может быть изогнута специальным регулировочным винтом. При изгибе пластины меняется сопротивление моста. Таким образом, определенным для каждого тензодинамометра прогибом пластины достигается уравнивание плеч моста и установка нуля на гальванометре.

К тензостанции можно присоединить 70 тензодинамометров, которые включаются с помощью ключей 7 типа КТРО, установ-

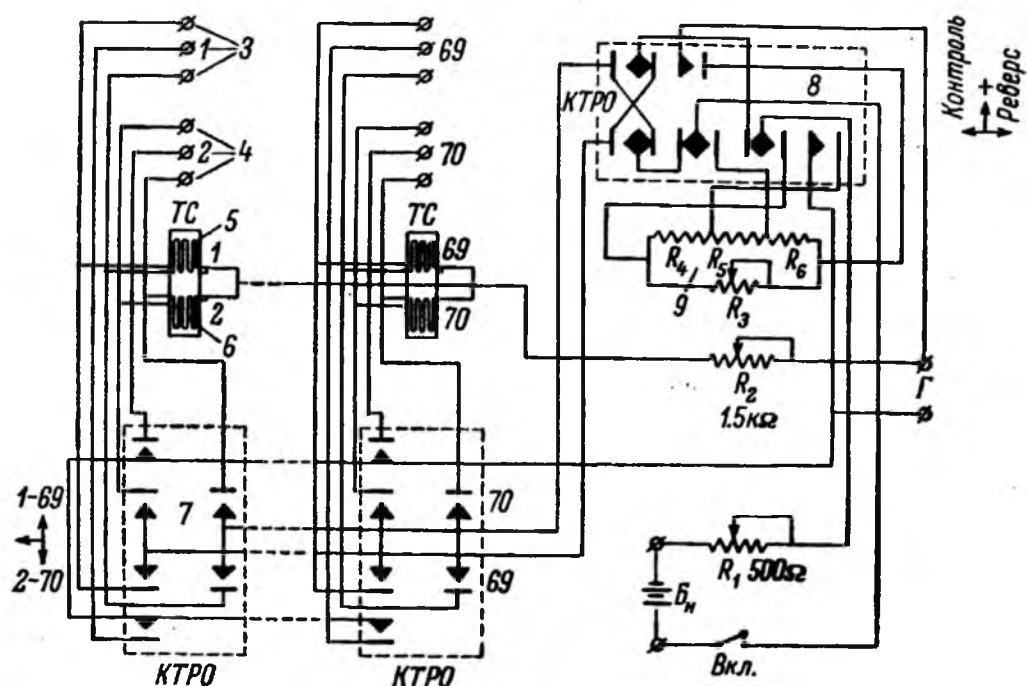


Рис. 26. Принципиальная схема тензометрической станции на 70 динамометров.

Объяснения в тексте.

ленных на горизонтальной панели в два ряда. Каждый ключ обслуживает два тензодинамометра. Всего смонтировано 35 ключей, все они соединены параллельно и включены в сборную схему тензостанции.

Для контроля тока установлен потенциометр R_1 500—1000 ом, соединенный с переключателем 8, обеспечивающим включение контрольного моста 9, который состоит из сопротивления, намотанного на общий изоляционный стержень, и секций сопротивления R_4 — R_6 по 100 ом.

Секция R_3 служит для подбора необходимого сопротивления, балансирующего контрольный мост так, чтобы стрелка гальванометра показывала условно взятую контрольную точку (например, 50 делений гальванометра). Потенциометр R_1 установлен для сохранения контрольной точки при старении батарей. Ключ 8

может также менять полярность батарей, тем самым обеспечивая реверсирование.

Тензостанция работает от батарей КБС-Л-0.5. Отсчеты берутся по гальванометру типа М-95.

Для контроля за напряженным состоянием массива применялись также мастичные динамометры, в которых элементом,

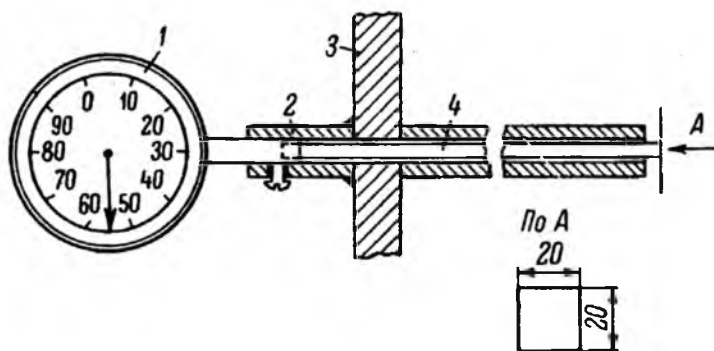


Рис. 27. Схема устройства репера сдвижения.
1 — индикатор; 2 — штупер; 3 — стенка бункера; 4 — шток.

показывающим изменение нагрузки на динамометр, является специальная мастика, способная изменять электрическое сопротивление при изменении нагрузки.

Мастичные динамометры предварительно тарировали и для каждого строили индивидуальный тарировочный график.

Смещения в массиве, окружающем модель крепи ствола, измеряли при помощи глубинных реперов сдвижения анкерного типа. Схема устройства репера сдвижения приведена на рис. 27.

6. ПОДБОР ЭКВИВАЛЕНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Одним из наиболее ответственных моментов при моделировании методом эквивалентных материалов является подбор их состава. Тщательность подбора состава эквивалентного материала определяет во многом успех исследования и правомерность использования его результатов.

Характер и состав материалов, эквивалентных горным породам, могут быть различными в зависимости от типа моделируемых пород и масштаба моделирования.

Эквивалентные материалы, удовлетворяющие требованиям механического подобия при моделировании процессов деформаций и разрушений пород, окружающих горные выработки, подбираются согласно условиям, указанным в главе I, 3.

При подборе эквивалентных материалов исходными инертными материалами могут служить кварцевый песок, глина, мел, моло-

тая слюда, тальк, а в качестве цементирующих веществ — гипс и парафин [38, 60, 61].

Применение песчано-гипсовых смесей требует обязательного соблюдения условия: модель после построения должна быть доведена до воздушно-сухого состояния. Поэтому песчано-гипсовые смеси получили широкое распространение при моделировании на плоских моделях, где имеются большие контактные с атмосферой площади, а ширина модели невелика, что обуславливает сравнительно быстрое высыхание ее.

В объемной модели условия высыхания гораздо менее благоприятны. Поверхности, контактные с атмосферой, ограничены или совсем отсутствуют, а геометрические размеры модели (высота, ширина, длина) равнозначны или мало отличаются друг от друга.

В качестве объекта для исследования выбрано одно из вновь осваиваемых месторождений, физико-механические свойства пород которого характеризуются следующими средними показателями:

Плотность, Г/см ³	2.88
Объемный вес, т/м ³	2.2
Пористость, %	36
Влажность, %	15—19
Угол внутреннего трения, град.	16—20
Коэффициент Пуассона	0.2—0.35
Сцепление, кГ/см ²	25
Временное сопротивление одноосному сжатию, кГ/см ²	40—50

Проведенные нами в 1960—1963 гг. исследования на объемных моделях показали трудность подбора материалов-эквивалентов из песчано-гипсовых смесей, имитирующих слабые породы. Трудность заключается в различии условий высыхания контрольных образцов и массива в объемной модели. Это приводит к большим различиям механических характеристик пород, воспроизводимых в модели, и расчетных.

Песчано-парафиновые смеси имеют ряд преимуществ по сравнению с песчано-гипсовыми:

- 1) удобство укатки слоев в модели благодаря высоким пластическим свойствам смеси в горячем состоянии;
- 2) готовность модели к испытанию сразу же после ее остывания;
- 3) неизменность и независимость механических свойств эквивалентного материала от влажности при любой продолжительности испытаний;
- 4) удобство обработки и подготовки образцов для контрольных испытаний механических свойств;
- 5) возможность многократного использования эквивалентного материала.

Для подбора материала, эквивалентного слабым породам месторождения, на примере которого проводились исследования, были

детально изучены механические характеристики песчано-парафиновых смесей с малым процентом содержания парафина.

В опытах использовался кварцевый песок в воздушно-сухом состоянии (навеска 30 г), гранулометрический состав которого приведен в табл. 1.

Было исследовано четыре состава эквивалентного песчано-парафинового материала. Процентное содержание составляющих компонентов по весу приведено в табл. 2.

Таблица 1

Фракции, мм	Вес фракции, г	Содержание фракции, %
1.0—0.5	0.25	2
0.5—0.25	12.68	42
0.25—0.1	14.74	49
0.5—0.1	2.0	7
Итого . . .	30.0	100

Таблица 2

Компоненты, %	Номер смеси			
	1	2	3	4
Парафин . . .	1.0	1.5	2.0	2.5
Песок кварцевый	99.0	98.5	98.0	97.5

Образцы из песчано-парафиновых смесей испытывали на одноосное сжатие; определяли коэффициент внутреннего трения и сцепление, затем рассчитывали модуль деформации, коэффициенты Пуассона и бокового давления.

Критерием прочности при испытании эквивалентных смесей на временное сопротивление одноосному сжатию является предел прочности при одноосном сжатии, т. е. максимальная величина сжимающего напряжения, испытываемая образцом в момент разрушения.

Из монолита эквивалентного материала вырезали образец в виде кубика $5 \times 5 \times 5$ см, верхний и нижний торец образца тщательно обрабатывали.

Вырезанный образец устанавливали под пресс на специальную стальную плитку, в которой укреплены стойки-держатели индикаторов. На верхний торец образца укладывали стальную пластинку с углублением в центре для шарика, через который передавалось давление на образец (шарик применен для гарантии нормального приложения нагрузки).

Давление на образец передавалось ступенями по 0.5 кГ/см^2 . При этом на каждой ступени фиксировали как продольную, так и поперечную деформацию образца. Продольную деформацию измеряли посредством двух индикаторов, ножки которых устанавливали на верхнюю стальную пластинку. Поперечную деформацию определяли по показаниям четырех индикаторов, по одному с каждой боковой стороны испытуемого образца.

Определение коэффициента внутреннего трения и сцепления производили в приборах Гидропроекта. Образец грунта в виде цилиндра диаметром 5 и высотой 2 см помещали в коробку прибора. Затем на верхний торец образца укладывали штамп и прилагали вертикальную нагрузку, причем для расчета необходимо каждый образец нагружать не менее чем тремя нормальными нагрузками разного значения. Нормальные нагрузки принимались в следующих пределах:

Содержание парафина в материале, %	Нормальная нагрузка, кг/см ²
1.0	1, 2, 3
1.5	2, 3, 4
2.0	3, 4, 5
2.5	5, 7, 10

Образцы выдерживали под нагрузкой 30 мин. Для каждого образца проводили 4 опыта, после чего брали средние результаты.

Сцепление и коэффициент внутреннего трения рассчитывали по формуле

$$\tau_{\text{н}} = c_{\text{н}} + \sigma \operatorname{tg} \varphi, \quad (32)$$

где $\tau_{\text{н}}$ — сдвигающее усилие, кг/см²; $c_{\text{н}}$ — сцепление, кг/см²; σ — нормальное сжимающее усилие, кг/см²; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения.

На основании проведенных исследований в зависимости от масштаба моделирования можно подобрать материал, эквивалентный породам, имеющим коэффициент крепкости по Протодьякову в следующих пределах:

Масштаб моделирования α_l	Коэффициент крепкости по Протодьяко- нову
10	0.2—0.8
20	0.4—1.6
30	0.6—2.4
40	0.8—3.2
50	1.1—4.0
100	2.2—8.0

При проведении исследований были приняты следующие линейные масштабы моделей:

α_l	Диаметр ствола, м
7	2.1
20	6.0
25	7.5

Механические характеристики эквивалентных материалов определяли для каждого масштаба по критериям подобия, затем

по данным исследования механических свойств песчано-парафиновых смесей устанавливали соотношение компонентов песок/парафин для каждого масштаба моделирования.

Результаты расчетов и подбора эквивалентных смесей приведены в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Масштаб моделирования α_l	$\sigma_{сж. мод.}$, кг/см ²	Содержание парафина, вес. %	Сцепление, кг/см ²		Угол внутреннего трения	
			по расчету	в модели	по расчету	в модели
25	1.15	0.8	0.73	0.7	16°	15°22'
20	1.45	1.0	0.9	0.8		
7	4.15	2.2	2.6	2.3		

П р и м е ч а н и е. $\sigma_{сж. мод.}$ — предел прочности образца, изготовленного из эквивалентного материала, при одноосном сжатии.

Глава III

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ МАССИВОВ ПОРОД С КРЕПЬЮ СТВОЛОВ ШАХТ ПО НОВОЙ МЕТОДИКЕ

1. ПОСТРОЕНИЕ И ИСПЫТАНИЕ ОБЪЕМНЫХ МОДЕЛЕЙ

Исследования характера взаимодействия породного массива с крепью стволов шахт в рассматриваемых условиях проводились методом объемного моделирования из эквивалентных материалов на указанном выше специально созданном объемном гидрофицированном стенде. По мере освоения разработанной методики расширился круг задач, решаемых при проведении экспериментов.

Всего было построено и испытано шесть объемных моделей.

Модель № 1. При испытании объемной модели № 1 определяли величины и характер распределения нагрузок на жесткую крепь ствола шахты диаметром 2.1 м в зависимости от глубины, масштаб моделирования $\alpha_l = 7$.

После установки крепи на стенде заполняли бункер эквивалентным материалом, после чего верхнюю плиту объемного стенда монтировали в рабочем положении. Затем прикладывали компенсирующую нагрузку, соответствующую глубинам 100, 200, 300 и 400 м.

На каждой ступени давали выдержку во времени до полной стабилизации показаний динамометров. Данные по замерам нагрузок ($T, м^2$) на крепь ствола диаметром 2.1 м в зависимости от глубины приведены в табл. 4.

Таблица 4

Глубина, м	Нагрузка на крепь ствола $\varnothing 2.1$ м, Т/м ²					$q_{н. ср}$	Коэффициент вариации γ
	1	2	3	5	6		
100	4.8	12.3	11.8	10.5	5.3	9.0+2.5	0.40
200	5.0	13.5	12.8	11.0	6.2	9.7+2.7	0.40
300	9.5	23.0	15.5	20.0	12.0	16.0+4.0	0.35
400	39.0	47.0	33.0	44.0	36.0	40.0+2.5	0.14

Примечание. 1—6 — номера динамометров. Динамометр № 4 вышел из строя.

Нагрузки на крепь, сравнительно небольшие до глубины 300 м, резко возрастают в интервале глубин от 300 до 400 м (рис. 28).

С увеличением глубины уменьшается неравномерность распределения нагрузок по периметру крепи ствола. Если на глубине 100 м $q_{\max}/q_{\min}=2.66$, то на глубине 400 м это отношение уменьшается до 1.42, т. е. почти в два раза.

Коэффициент вариации (неравномерности) распределения нагрузок по периметру крепи подсчитывали по общеизвестной формуле математической статистики [62]:

$$v = \frac{1}{q_{\text{ср}}} \sqrt{\frac{\sum (q_{\text{ср}} - q_i)^2}{n - 1}}, \quad (33)$$

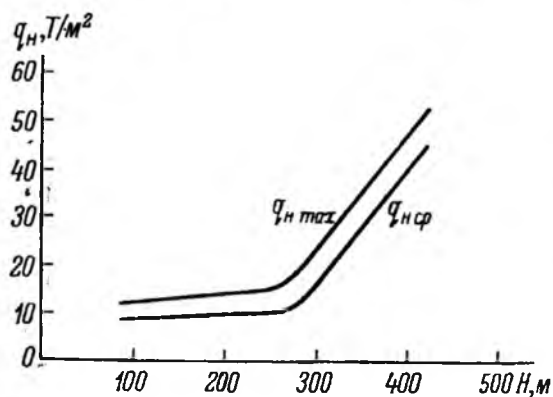


Рис. 28. Графики роста нагрузок на крепь ствола диаметром 2.1 м в зависимости от глубины.

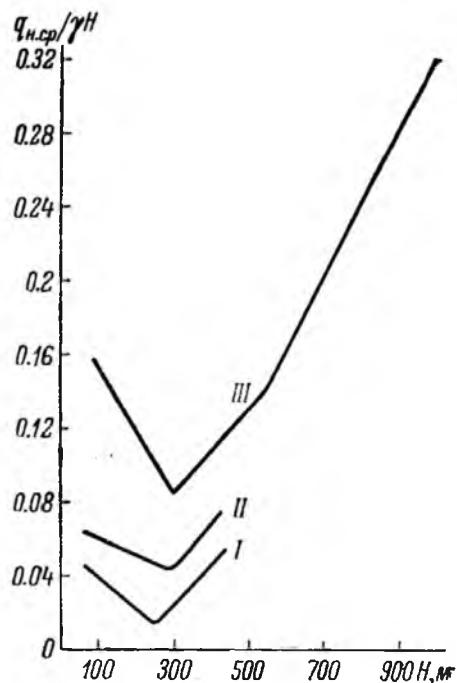


Рис. 29. Графики изменения отношения $q_{n, \text{ср}}/\gamma H$ в зависимости от глубины.

I — для ствола диаметром 2.1 м;
II — для ствола диаметром 6.0 м;
III — для ствола диаметром 7.5 м.

где $q_{\text{ср}}$ — средняя нагрузка, Т/м²; q_i — нагрузка, зафиксированная i -тым динамометром, Т/м²; n — число динамометров.

Коэффициент вариации, по данным табл. 4, до глубины 300 м изменяется мало и составляет около 0.4. Однако уже на глубине 400 м значение коэффициента вариации резко уменьшается — до 0.14.

В табл. 5 дано соотношение максимальных и средних нагрузок с величиной γH . В среднем нагрузки не превышают $0.04\gamma H$, максимальные нагрузки составляют около $0.06\gamma H$.

Изменение отношения $q_{n, \text{ср}}/\gamma H$ в зависимости от глубины (рис. 29, I) имеет прямолинейный характер. При увеличении глубины от 100 до 200—250 м это отношение уменьшается, затем довольно резко увеличивается на глубинах свыше 300 м.

Таблица 5

Имитируемые условия		Нагрузки на крепь, Т/м ²			
глубина, м	γH , Т/м ²	$q_{\max}$	$q_{\max}/\gamma H$	$q_{\text{ср}}$	$q_{\text{ср}}/\gamma H$
100	200	12.3	0.056	9.0	0.04
200	440	13.5	0.031	9.7	0.022
300	660	23.0	0.035	16.0	0.024
400	880	47.0	0.053	40.0	0.045

Модель № 2. В задачу эксперимента входило определение величин нагрузки и характера распределения по периметру крепи ствола диаметром 6.0 м, пройденного на глубине 440 м, в зависимости от типа крепи.

В соответствии с этой задачей испытывались два типа крепи: жесткая и гибкая.

Как указывалось выше, модель жесткой крепи имела неизменную кольцевую форму поперечного сечения; модель гибкой крепи могла изменять форму поперечного сечения при концентрации нагрузок.

Результаты испытания модели № 2 приведены в табл. 6.

Таблица 6

Нагрузка, Т/м ²	Динамометры						$q_{\text{н. ср.}}$, Т/м ²	ν	γH , Т/м ²	$q_{\text{н. ср.}}$, γH
	1	2	3	4	5	6				

Гибкая крепь

$q_{\text{н}}$ | 48.5 | 50.3 | 78.0 | 67.0 | 67.0 | 74.5 | 64 ± 5 | 0.19 | 970 | 0.066

Жесткая крепь

| 95.0 | 69.0 | 115.0 | 98.5 | 50.3 | 80.0 | 85 ± 15 | 0.27 | 970 | 0.088

Сопоставление нагрузок на жесткую и гибкую крепь ствола показывает, что нагрузки на гибкую крепь ствола распределяются более равномерно (коэффициент вариации уменьшается с 0.27 до 0.19). Нагрузки на жесткую крепь в среднем в 1.33 раза превышают нагрузки на гибкую крепь.

Поперечное сечение гибкой крепи отклонилось от кольцевой формы при испытании объемной модели № 2 весьма незначительно. Измерение двух взаимно перпендикулярных диаметров моделей крепи составило разницу 1.1 мм, что соответствует при $\alpha_1 = 20$ величине 2.2 см в натуре.

Модель № 3. При испытании объемной модели № 3 определяли величины и характер распределения нагрузок на жесткую крепь ствола диаметром 6.0 м в зависимости от глубины (интервал глубин от 100 до 400 м), а также исследовали напряженное состояние окружающего ствол породного массива.

Данные замеров нагрузок на крепь по различным глубинам приведены в табл. 7.

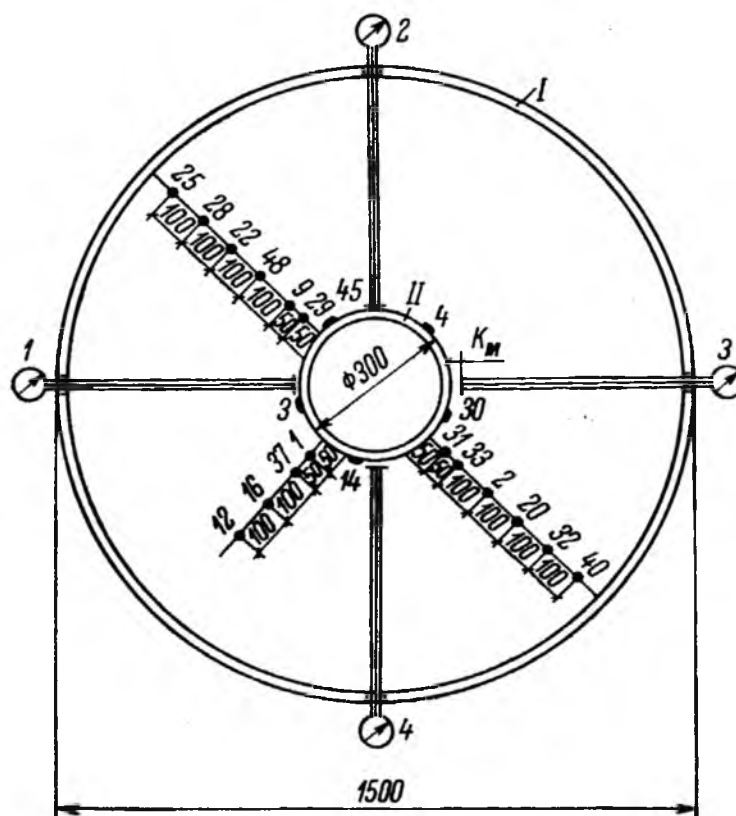


Рис. 30. Схема установки реперов сдвижения и динамометров в породном массиве модели.

I — стенд; II — модель ствола.

Средняя нагрузка на крепь ствола на глубине 400 м составляет 60 Т/м^2 ($0.07\gamma H$).

Нагрузка по периметру крепи распределяется более или менее равномерно, коэффициент вариации 0.18, отношение $q_{\max}/q_{\min}$ достигает значения 1.36. Интенсивный рост нагрузок начинается с глубины 300 м (рис. 29, II).

Для наблюдения за деформационным состоянием массива при построении модели были заложены глубинные реперы сдвижения на уровнях +400 и +500 мм относительно основания стенда по схеме, приведенной на рис. 30. На этих же уровнях были уста-

Таблица 7

Глубина, м	Нагрузки на крепь, Т/м ²						q _{н. ср.} Т/м ²	ν	γ _H , Т/м ²	q _{н. ср.} γ _H
	1	2	3	4	5	6				
100	25.0	15.0	10.0	8.5	9.5	11.0	13.0 ± 5.0	0.48	220	0.059
200	29.0	31.0	17.0	18.0	18.5	19.0	22.0 ± 4.7	0.28	440	0.050
300	34.0	37.0	21.0	25.0	28.5	24.0	28.0 ± 4.7	0.22	660	0.042
400	55.0	66.0	42.0	62.5	75.0	63.0	61.0 ± 5.0	0.18	880	0.070

Примечание. 1—6 — номера динамометров.

новлены динамометры для контроля за изменением напряженного состояния околоствольного породного массива.

В табл. 8 приведены данные о расстоянии глубинных реперов сдвижения от контуров крепи.

Таблица 8

Расстояние, мм	Номер модели	Номера реперов сдвижения							
		1	2	3	4	5	6	7	8
k_m	3	8.0	1.0	45	17	225	50	27	80
	4	22	8.0	8.0	53	48	80	1.8	224
k_n	3	160	200	900	340	4500	1000	540	1600
	4	440	160	160	1060	960	1600	360	4480
k_n/R	3	0.0533	0.0666	0.300	0.1133	1.5000	0.3333	0.1800	0.5333
	4	0.1466	0.0533	0.0533	0.3533	0.3200	0.5333	0.1200	1.4933

Примечание. $R = 3000$ — радиус ствола, мм; k_n , k_m — расстояния от репера до контура крепи ствола в натуре и на модели, мм (рис. 30).

Данные о смещении реперов сдвижения (в миллиметрах натуре) при испытании модели № 3 приведены в табл. 9.

По мере удаления от контура ствола смещения точек околоствольного породного массива уменьшаются. Наибольшие смещения, достигающие при пересчете на натуре абсолютной величины 15 мм, наблюдаются в породном массиве, расположенном непосредственно около контуров ствола (рис. 1, I).

На расстоянии 1 м от контура ствола (при $k_n/R = 0.33$) смещения уменьшаются до 8—9 мм и практически не наблюдаются на расстоянии свыше 1.5 м от контура ствола ($k_n/R = 0.5$).

Таблица 9

Глубина, м	Смещение реперов сдвижения, мм натуры					
	1	3	4	6	7	8
100	4.4	3.2	4.6	0.6	3.0	0
200	6.6	4.2	6.0	2.7	5.5	0
300	9.4	4.8	7.6	3.5	6.8	0.2
400	15.0	9.5	12.0	8.0	11.0	0.5

Примечание. 1—8 — номера реперов сдвижения. Показатели репера № 2 отсутствуют, репера № 5 — равны нулю.

Контроль за изменениями напряженного состояния окружающего ствол породного массива осуществлялся при помощи динамометров, заложенных в различных точках при построении массива (рис. 30). Для оценки напряженного состояния массива пород, нарушенного проведением ствола, принята следующая методика.

Напряжения в массиве измеряли тензометрическими динамометрами Д-2, жесткость которых не соответствует жесткости массива. Поэтому абсолютные значения показаний динамометров, полученные при испытании моделей, точно не будут соответствовать напряженному состоянию массива. Для оценки изменения напряженного массива берут относительное изменение вертикальных напряжений в массиве при увеличении глубины от 300 до 400 м.

Вертикальные напряжения в массиве на глубине $H=300$ м принимают за единицу. При увеличении глубины до 400 м прирост напряжений должен составить величину $\gamma \times 100$ м, что соответствует увеличению напряженного состояния в 1.17 раза (теоретическое приращение напряжений в массиве).

Однако вследствие взаимодействия пород массива с крепью ствола изменение напряженного состояния массива не соответствует ожидаемому теоретическому приращению напряжений.

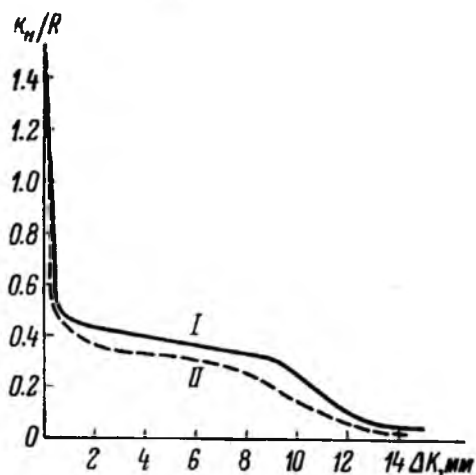


Рис. 31. Зависимость смещений точек породного массива от расстояния до контура крепи.

I — неукрепленный, II — укрепленный контур пород.

Характер изменений напряженного состояния массива при переходе от глубины 300 до 400 м представлен на рис. 32.

Напряженное состояние массива при удалении от контура ствола изменяется неравномерно. Вокруг ствола на расстоянии 2—4 м от его контура наблюдается хорошо выраженная зона разгруженных пород (зона пониженных напряжений). Напряжения в массиве растут по мере удаления от ствола и достигают наибольших значений на расстоянии 6—10 м от его контура (зона повышенных напряжений).

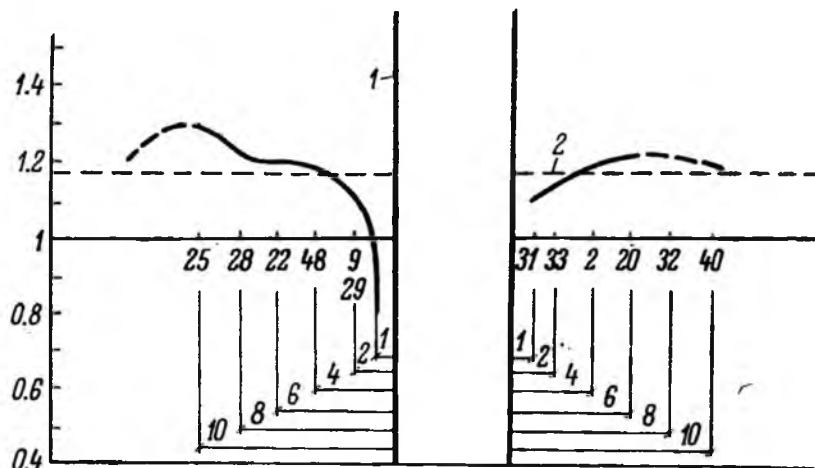


Рис. 32. Изменение напряженного состояния массива при переходе от глубины 300 до 400 м.

По вертикали: изменение напряженного состояния массива; по горизонтали: расстояние от контура крепи до динамометров, м. 1 — контур крепи ствола; 2 — теоретическое прекращение напряжений массива.

Модель № 4. Объемная модель № 4 изготовлена и испытывалась по той же методике, что и модель № 3, и отличается от нее тем, что вокруг ствола на расстоянии 1.8 м от контура крепи (в натуре) породы упрочнены с целью изучения влияния наличия упрочненных пород на проявления горного давления.

Если прочность моделируемых пород в объемной модели № 3 была принята $\sigma_{сж} = 40 \text{ кГ/см}^2$, то в объемной модели № 4 упрочненные породы воспроизводились из материала удвоенной прочности ($\sigma_{сж} = 80 \text{ кГ/см}^2$).

Результаты измерения нагрузок на крепь ствола при наличии упрочненных пород приведены в табл. 10.

Расстояние глубинных реперов сдвижения от контура крепи приведены в табл. 8, а результаты замеров смещений точек окружающего ствол породного массива — в табл. 11.

Как показали результаты испытания объемной модели № 4, наличие вокруг крепи ствола упрочненных пород в значительной степени изменяет характер проявлений горного давления.

Таблица 10

Глубина, м	Нагрузки на крепь, Т/м ²						qв. ср., Т/м ²	ν	γН, Т/м ²	qв. ср. γН
	1	2	3	4	5	6				
200	21.5	9.0	15.0	4.5	24.0	14.0	14.5 ± 4.7	0.49	440	0.038
300	26.0	15.0	20.5	7.0	26.0	23.0	19.5 ± 5.5	0.39	660	0.029
400	39.0	40.0	32.0	21.0	53.0	41.5	38.0 ± 6.7	0.28	880	0.043

Примечание. 1—6 — номера динамометров. На глубине 100 м замер равнялся нулю.

Средние нагрузки на глубине 400 м снизились до 38 Т/м², т. е. в 1.66 раза. Максимальные нагрузки снизились на 22 Т/м² (53 против 75 Т/м² в объемной модели № 3). Коэффициент вариации ν, напротив, возрос до 0.28 (в модели № 3 — 0.18), также увеличилось отношение $q_{\max}/q_{\min}$ до 2.5 (в модели без укрепленного контура $q_{\max}/q_{\min}=1.78$). Кривая роста средних нагрузок при увеличении глубины более плавная, нежели в модели № 3 (рис. 33), менее четко выражена глубина, начиная с которой наблюдается интенсивный рост нагрузок. Зоны смещения породного массива (рис. 31, II) существенных изменений не имеют.

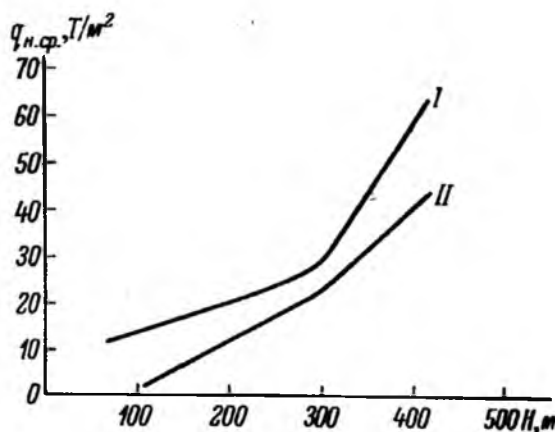


Рис. 33. Графики роста средних нагрузок в зависимости от глубины по результатам испытания объемных моделей: I — № 3; II — № 4 (при наличии упрочненных пород).

Наиболее интенсивные смещения наблюдались на расстоянии 0.3—0.4 м от контура ствола ($\kappa_{\text{в}}/R=0.2$). Абсолютные значения смещений изменились также мало.

Смещения затухают, как и в объемной модели № 3, на расстоянии около 1.5 м от контура ствола.

Изменилась и картина распределения напряжений в окружающем ствол породном массиве (рис. 34). Зона пониженных напряжений вокруг крепи ствола сохранилась, однако ее размеры уменьшились до 1—1.5 м.

Упрочненные породы имеют наибольшие напряжения на контакте с неупрочненными породами массива. По мере удаления от границы упрочненных пород напряжения в массиве резко умень-

Таблица 11

Глубина, м	Смещение реперов сдвижения, мм натуры							
	1	2	3	4	5	6	7	8
100	0.2	4.4	2.2	0	0	0	0	0
200	3.5	5.5	4.0	1	0.5	0	1.1	0
300	4.7	8.5	6.2	2	1.2	0	4.0	0
400	10.0	12.5	10.5	6	4.0	0.4	11.0	0.2

Примечание. 1—8 — номера реперов сдвижения.

шаются и достигают значения γH лишь на расстоянии 10—12 м от контура ствола.

На рис. 35 приведены эпюры распределения нагрузок по контуру крепи ствола при упрочении пород (*I*) и без упрочения пород (*II*). Как видно из сопоставления эпюр, наличие укрепленного

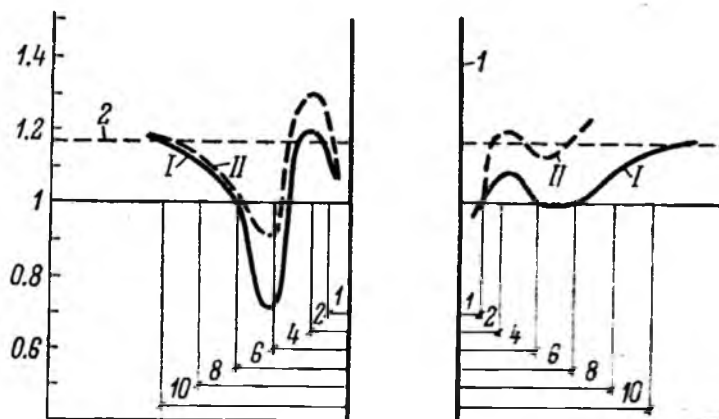


Рис. 34. Изменение напряженного состояния массива при переходе от глубины 300 до 400 м при наличии укрепленных пород.

I — по данным мастичных динамометров; *II* — по данным тензодинамометров. Остальные обозначения те же, что и на рис. 32.

контура пород способствует значительному уменьшению нагрузок на крепь, не изменяя существенно характера их распределения по периметру крепи.

Модель № 5. Исследования проявлений горного давления на крепь вертикальных стволов, пройденных на больших (до 1000 м) глубинах, ни лабораторными, ни натурными методами не проводились.

Задачей эксперимента при построении и испытании объемной модели № 5 было определение величин и характера распределения нагрузок на жесткую крепь ствола диаметром 7.5 м в интервале глубин от 100 до 1000 м. Масштаб моделирования был принят 1 : 25 ($\alpha_i = 25$). Конструкция модели крепи и методика проведения эксперимента приняты такими же, как и при испытании объемных моделей № 2—4.

Результаты замеров нагрузок приведены в табл. 12.

Распределение нагрузок по периметру крепи ствола характеризуется несколько большей по сравнению со стволом диаметром 6 м неравномерностью. Коэффициент вариации при увеличении глубины ствола изменяется от 0.6 до 0.2 (рис. 36), причем характер изменения значений коэффициента вариации вполне определенный: значения γ уменьшаются до глубины 300—350 м, затем возрастают в интервале глубин 350—600 м. При

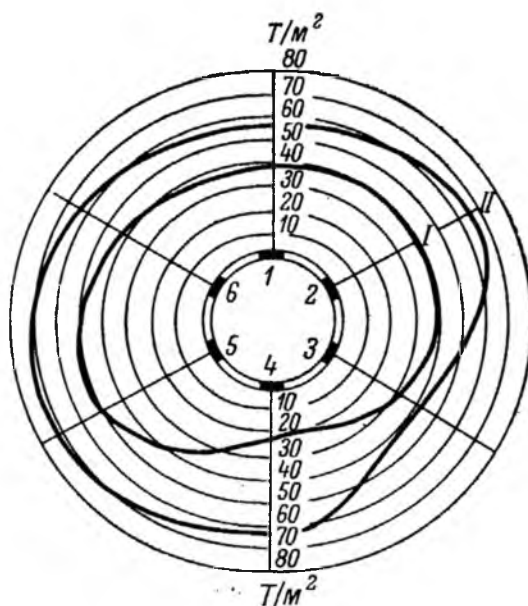


Рис. 35. Графики распределения нагрузок по контуру крепи ствола на глубине 400 м.

I — укрепленные породы, II — неукрепленные породы. 1—6 — места замеров.

Таблица 12

Глубина, м	Нагрузки на крепь, Т/м²						qв. ср, Т/м²	γ	γH , Т/м²	$\frac{q_{в. ср}}{\gamma H}$
	1	2	3	4	5	6				
100	38	19	65	51	28	10	35 ± 15	0.58	220	0.160
200	46	38	70	65	42	14	46 ± 17	0.44	440	0.104
300	56	60	79	70	51	23	57 ± 12	0.34	660	0.086
400	93	140	84	84	84	33	87 ± 22	0.39	880	0.099
500	158	204	93	102	102	56	120 ± 35	0.44	1100	0.109
600	300	400	158	204	186	93	224 ± 77	0.52	1320	0.170
700	390	480	250	290	260	204	310 ± 80	0.34	1540	0.200
800	540	670	410	410	380	325	450 ± 106	0.28	1760	0.256
900	585	790	560	575	480	480	570 ± 84	0.22	1980	0.288
1000	715	970	700	610	580	660	700 ± 135	0.2	2200	0.318

Примечание. 1—6 — номера динамометров.

увеличении глубины свыше 600 м коэффициент вариации резко уменьшается. «Критическими» глубинами в данном случае являются 300—350 и 550—600 м.

Абсолютные значения приращений средних нагрузок с увеличением глубины (рис. 37) до 400—450 м сравнительно невелики (10—30 Т/м² на каждые 100 м), однако начиная с глубины 550 м нагрузки резко увеличиваются (прирост составляет 120—140 Т/м² на каждые 100 м).

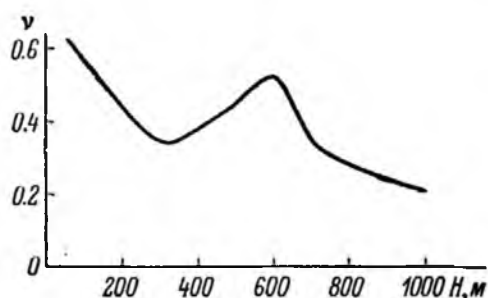


Рис. 36. Изменение коэффициента вариации распределения нагрузок по периметру крепи в зависимости от глубины.

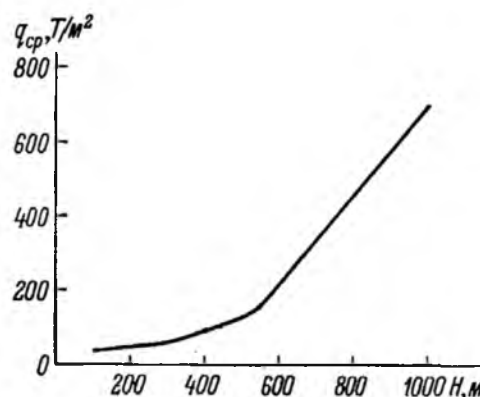


Рис. 37. График роста средних нагрузок на крепь ствола диаметром 7.5 м в зависимости от глубины.

Кривая изменения отношения $q_{н.ср}/\gamma H$ (рис. 29, III) по своему характеру аналогична кривым, полученным для стволов диаметром 2.1 и диаметром 6 м (рис. 29, I, II). Отношение $q_{н.ср}/\gamma H$ для всех трех случаев начинает резко возрастать с глубин 300—350 м.

При испытании объемной модели № 5 измерялись также смещения массива пород вокруг ствола.

Репера сдвижения располагались на различном расстоянии от контура крепи (табл. 13). В таблице 14 приведены данные по смещениям (в миллиметрах натуры) реперов сдвижения на разных глубинах.

Таблица 13

Расстояние	Номера реперов сдвижения							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$k_n, \text{ см}$	75	12.5	7.5	7.5	12.5	65	50	310
k_n/R	0.200	0.033	0.020	0.020	0.033	0.173	0.133	0.83

Таблица 14

Глубина, м	Смещения реперов сдвижения, мм натуры						
	1	2	3	4	5	6	8
100	—	2.0	—	1.25	—	2.0	—
200	—	3.0	2.25	3.0	2.0	2.0	—
300	—	4.5	8.5	9.8	3.3	2.0	2.0
400	—	9.0	12.7	15.0	6.3	2.5	3.5
500	1.5	11.2	17.2	22.8	14.0	3.5	5.3
600	5.8	15.0	21.2	28.0	20.0	5.8	6.0
700	8.8	19.5	30.0	35.5	24.2	9.0	7.7
800	13.0	26.5	33.2	38.8	31.0	14.7	8.7
900	16.5	30.0	39.2	43.8	33.6	17.7	9.0
1000	20.0	35.8	—	—	39.0	22.8	12.2

Примечание. 1–6, 8 — номера реперов сдвижения. Репер № 7 вышел из строя.

Наибольшие смещения пород, непосредственно прилегающих к стволу, достигают значения 15 мм на глубине 400 м и 45 мм на глубине 1000 м (рис. 38).

Модель № 6. В объемной модели № 6 определяли нагрузки на жесткую крепь ствола и смещения окружающего ствол породного массива с учетом технологии проходки ствола.

Проходка участка ствола величиной 15.3 м моделировалась на глубине 440 м тремя заходками по 5.1 м каждая. Для имитации проходки использовалась трехсекционная модель крепи, конструкция которой описана в главе II, 5. Предполагалось, что ствол закрепляется железобетонной крепью последовательно участками по 5 м с отставанием от забоя в 5 и 10 м. Для замеров величины нагрузок на крепь применяли тензодинамометры Д-2.

Построение и испытание модели производили по следующей методике. Модель крепи ствола монтировали на объемном стенде, бункер заполняли эквивалентным материалом. В период заполнения бункера стенда устанавливали тензодинамометры и репера сдвижения для контроля за напряженным и деформационным со-

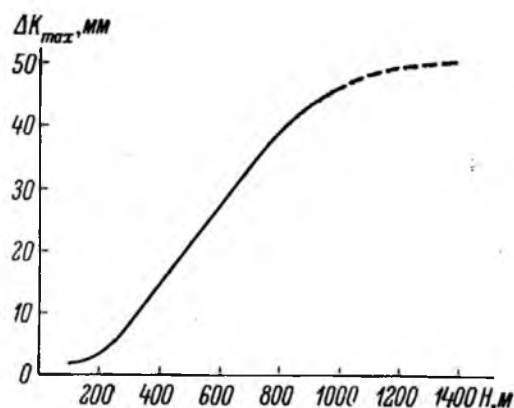


Рис. 38. Смещения породного контура в зависимости от глубины по результатам испытания объемной модели № 5.

стоянием массива пород. После построения модели прилагали компенсирующую нагрузку, создающую напряженное состояние эквивалентных пород, подобное напряженному состоянию пород на глубине 440 м.

Проходку ствола производили поочередным уменьшением диаметра модели крепи, разделенной на 3 секции. Секции модели крепи ствола начинали нести нагрузку после имитации тампонирувания.

Тампонирувание производили из расчета давления тампонажного раствора 3 кГ/см² и осуществляли поочередным увеличением диаметра секций крепи до тех пор, пока динамометры не начинали показывать нагрузку, соответствующую давлению тампонажного раствора.

При воспроизведении технологического процесса проходки последовательно имитировали следующие стадии:

- А* — модель крепи ствола до начала проходки;
- Б* — проходку *I* (верхней) секции модели крепи;
- В* — проходку *II* (средней) секции модели крепи;
- Г* — тампонирувание *I* (верхней) секции модели крепи;
- Д* — проходку *III* (нижней) секции модели крепи;
- Е* — тампонирувание *II* (средней) секции модели крепи;
- Ж* — тампонирувание *III* (нижней) секции модели крепи.

После воспроизведения каждой стадии выдерживали время до полной стабилизации показаний динамометров и реперов сдвижения, после чего снимали отсчеты.

Динамометры устанавливались на двух уровнях.

Первый динамометрический пояс был установлен на отметке центра верхней секции модели крепи ствола, второй — на отметке центра средней секции модели крепи.

Данные об изменении нагрузок (Т/м²) на динамометры *I* (верхней) секции модели крепи в зависимости от стадии технологического процесса приведены в табл. 15, аналогичные данные по динамометрам *II* (средней) секции крепи — в табл. 16.

Таблица 15

Стадия технологического процесса	Нагрузки, Т/м ²	
	52	60
<i>В</i>	0	0
<i>Г</i>	63	74
<i>Д</i>	60	88
<i>Е</i>	66	93
<i>Ж</i>	69	96

Примечание. 52, 60 — номера динамометров.

Таблица 16

Стадия технологического процесса	Нагрузки, Т/м ²			
	23	35	39	64
<i>Д</i>	00	0	0	0
<i>Е</i>	69	126	65	38
<i>Ж</i>	63	115	41	60

Примечание. 23, 35, 39, 64 — номера динамометров.

Анализ данных изменения нагрузок на крепь ствола в зависимости от стадий технологического процесса проходки ствола

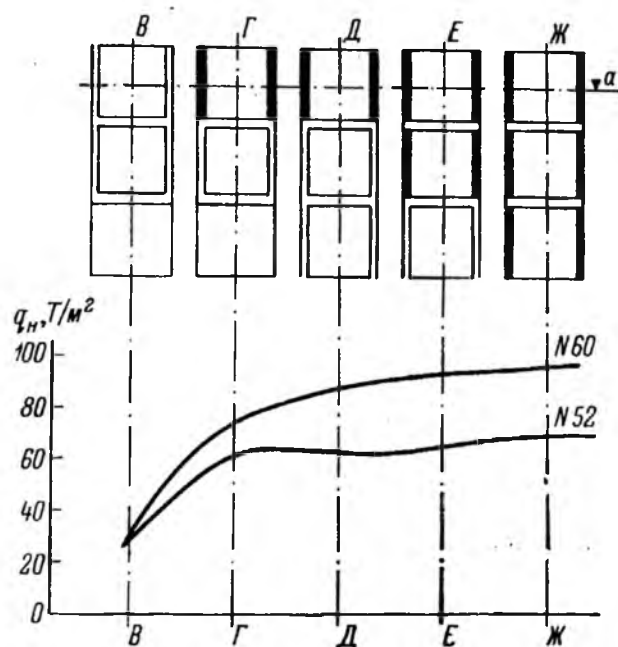


Рис. 39. Графики изменения нагрузок на динамометры верхней секции модели крепи в зависимости от стадии (В—Ж) технологического процесса.

a — уровень установки динамометров.

(рис. 39, 40) показывает, что нагрузки после тампонирования быстро поднимаются до уровня, характерного для данной глубины (при расстоянии от места замера до забоя ствола 7.5 м).

Таблица 17

Уровень установки реперов	Номер репера сдвижения	Расстояние до контура крепи R_n , см натуре
По центру II (средней) секции модели крепи	1	300
	2	100
	3	120
	4	58
По центру I (верхней) секции модели крепи	5	52
	6	66
	7	100
	8	60

При дальнейшей проходке и увеличении расстояния от места замера до забоя до 12.5 м нагрузки меняются очень мало — в пределах $\pm 10\div 15\%$.

Ввод крепи в работу на каком-либо участке ствола (тампонирование) оказывает довольно существенное влияние на величину нагрузок, замеренных на вышележащем соседнем участке. В некоторых случаях нагрузки возрастают на 5—10%, однако более выражена тенденция к снижению нагрузок на 10—20%.

Отход фронта тапмонирования от места замера на 12.5 м практически уже не влияет на изменение нагрузок.

На уровнях, соответствующих уровням установки динамометров, были заложены также глубинные реперы сдвижения на различном расстоянии от контура крепи (табл. 17).

В табл. 18 приведены данные о смещении реперов сдвижения (в миллиметрах натурy). Зона активных смещений распространяется на расстояние 1.0—1.2 м от контура крепи ($\Delta k = 10\text{—}17$ мм); породы массива, удаленные от контура крепи на величину R и более, практически не смещаются.

Наиболее интенсивно породы смещаются сразу после проходки участка, на уровне которого установлены реперы сдвижения ($\Delta k = 5\div 6$ мм) при отходе забоя от места замера на 2.5 м (рис. 41, 42).

При уходе забоя от места замера до 7.5 м смещения увеличиваются на 4—5 мм и достигают 9—11 мм. Тампонирование в значительной степени стабилизирует смещения околоствольных пород.

Однако проходка и крепление нижележащих участков до некоторой степени сказываются на поведении пород в районе замерной станции, несмотря на то что район расположения замерной станции уже затампонирован. Проходка нижележащих участков при расстоянии от места замера до забоя 10—12 м вызывает смещения порядка 1.5—2.0 мм, крепление же этих участков вызывает смещения от 0.6 до 1.0 мм.

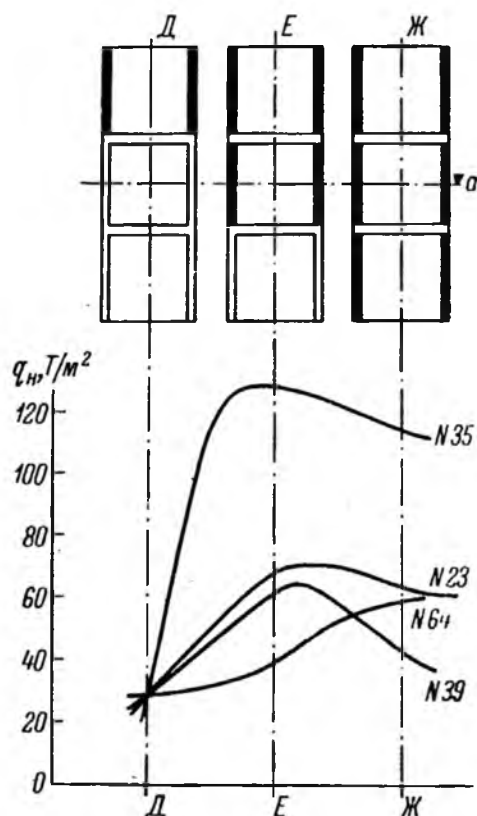


Рис. 40. Графики изменения нагрузок на динамометры средней секции модели крепи в зависимости от стадии (Д—Ж) технологического процесса (а — то же, что и на рис. 39).

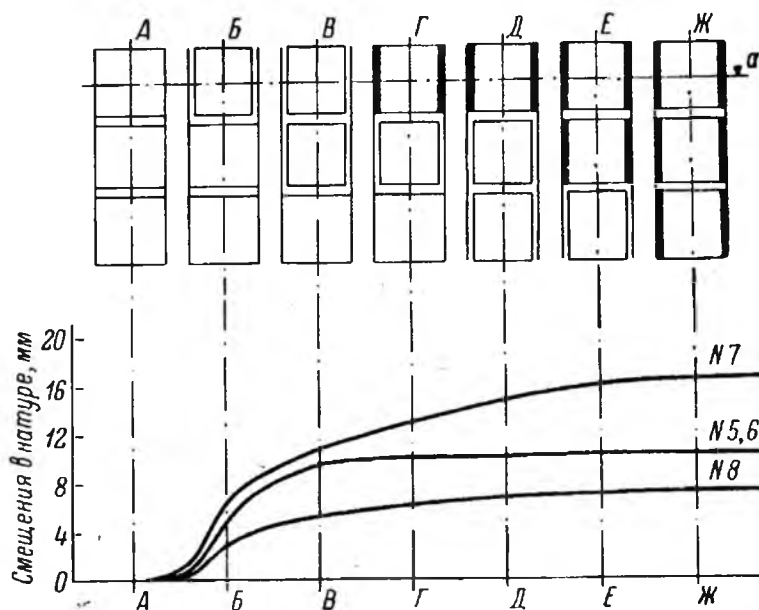


Рис. 41. Графики смещений глубинных реперов, установленных на уровне (а) центра верхней секции модели крепи, в зависимости от стадии (А—Ж) технологического процесса.

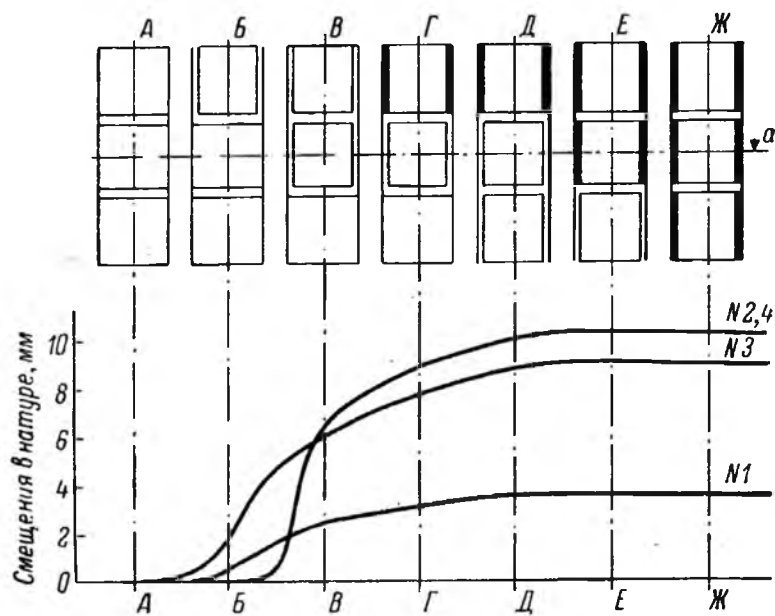


Рис. 42. Графики смещений глубинных реперов, установленных на уровне (а) центра средней секции модели крепи в зависимости от стадии (А—Ж) технологического процесса.

Таблица 18

Стадии технологического процесса	Смещение реперов на уровне II (средней) секции модели крепи, мм				Смещение реперов на уровне I (верхней) секции модели крепи, мм			
	номера реперов сдвижения							
	1	2	3	4	5	6	7	8
<i>А</i>	0	0	0	0	0	0	0	0
<i>Б</i>	0.6	0.1	2.0	1.8	5.4	6.2	6.2	3.0
<i>В</i>	2.4	6.6	6.2	6.6	9.2	9.8	10.8	5.4
<i>Г</i>	3.0	8.4	7.6	8.4	10.6	11.0	12.8	6.4
<i>Д</i>	3.7	10.2	9.0	10.0	11.8	12.2	14.8	7.0
<i>Е</i>	3.7	10.2	9.0	10.4	12.6	12.8	16.0	7.2
<i>Ж</i>	3.7	10.2	9.4	10.4	13.0	13.2	16.6	7.4

Таким образом, абсолютные значения смещения пород, непосредственно прилегающих к контуру крепи ствола, пройденного на глубине 440 м, достигают 15—16 мм.

2. ВЕЛИЧИНЫ И ХАРАКТЕР РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗОК НА КРЕПЬ СТОЛОВ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ГЛУБИНЫ

Теоретические исследования, посвященные выяснению влияния глубины ствола на общую нагруженность крепи, до настоящего времени весьма разноречивы.

Одни авторы — М. М. Протодяконов [2], П. М. Цимбаревич [4], А. Н. Динник [8], К. В. Павлов [63], Ю. А. Онищенко [64], Н. Г. Трупаков [65], Лабасс [66] — при выводе расчетных формул полагают, что давление на крепь пропорционально глубине; другие — Л. Д. Шевяков [9], М. П. Бродский [67], Н. М. Покровский [12] — считают давление не зависящим от глубины; третьи — В. Д. Слесарев [68], И. В. Родин [69], В. Г. Березанцев [70], Г. А. Крупеников [23], что давление возрастает с глубиной, но не в прямой пропорции.

Влияние глубины на проявления горного давления в вертикальных стволах, пройденных в слабых породах, не вызывает сомнения, и проведенные эксперименты подтвердили это. Как известно, до начала проходки выработки породы находятся в напряженном состоянии, создаваемом весом вышележащей толщи γH . Проведение выработки нарушает естественное поле напряжений, вызывает их перераспределение, сопровождающееся смещениями пород, непосредственно прилегающих к выработке.

Исключить эти явления постановкой в выработке крепи невозможно, так как, во-первых, с момента обнажения стенок вы-

работки до момента включения в работу крепи проходит определенное время, во-вторых, первоначальная стадия перераспределения напряжений и сдвижения пород характеризовалась бы развитием чрезвычайно больших нагрузок на крепь, если бы она была установлена «мгновенно».

Таким образом, к моменту постановки крепи новое напряженное состояние пород, окружающих выработку, в основном сформировано. Окончательное формирование поля напряжений вокруг закрепленной выработки происходит, согласно данным натурных наблюдений, в течение 1—6 месяцев [23].

В нетронutom породном массиве до некоторой глубины порода находится в упругом состоянии [71]. В результате проходки незакрепленного цилиндрического ствола радиусом a в черне создается напряженное состояние [66]:

$$\sigma_r = \lambda \gamma H \left(1 \pm \frac{a^2}{r^2} \right), \quad (34)$$

где λ — коэффициент бокового распора породы; r — расстояние от рассматриваемой точки до центра ствола. Согласно выражению (26),

$$\sigma_\theta = \gamma H.$$

Наихудшие условия для устойчивости пород контура ствола будут при $r=a$ и $\lambda=1$.

Тогда главные напряжения запишутся в виде:

$$\sigma_{r(a)} = 0; \quad \sigma_{\theta(a)} = 2\gamma H; \quad \sigma_{H(a)} = \gamma H.$$

Согласно третьей теории прочности, условие стойкости данного породного слоя

$$\sigma_{\theta(a)} - \sigma_{r(a)} = 2\gamma H < \sigma_m,$$

σ_m — предел длительной прочности породы в массиве на одноосное сжатие — связан с величиной $\sigma_{сж}$, определяемой в лабораторных условиях соотношением

$$\sigma_m = k \sigma_{сж},$$

где $k \leq 1$ — коэффициент ослабления предела прочности пород в массиве по сравнению с прочностью пород в куске.

С учетом этого критерий стойкости породной стенки ствола

$$2\gamma H < k \sigma_{сж}. \quad (35)$$

Если величина $2\gamma H \geq k \sigma_{сж}$, порода принадлежит к нестойким и создает равномерную нагрузку на крепь.

Для слабо нарушенных пород $k=0.7$ [30]. Предельная глубина устойчивости пород определится из выражения (35)

$$H \leq \frac{k\sigma_{сж}}{2\gamma},$$

в нашем случае эта глубина составит величину

$$H \leq \frac{0.7 \cdot 400}{2 \cdot 2.2} = 64 \text{ м.}$$

Для расчетов крепи необходимы обоснованные данные о величинах нагрузок, показателях неравномерности их распределения по периметру крепи и ожидаемых смещениях контура пород на различных глубинах.

Величины нагрузок в зависимости от глубины определялись применительно к жесткой крепи стволов диаметром 2.1 м (объемная модель № 1); 6.0 м (объемная модель № 3); 7.5 м (объемная модель № 5). Сравнительные данные о средних нагрузках до глубины 400 м приведены в табл. 19.

Т а б л и ц а 19

Диаметр ствола, м	Нагрузки на крепь ствола, Т/м ² при глубинах, м			
	100	200	300	400
2.1	9.0	10.0	16.0	40.0
6.0	13.0	22.0	28.0	61.0
7.5	35.0	46.0	57.0	87.0

Из данных табл. 19 видно, что до глубины 300 м нагрузки растут сравнительно медленно. Абсолютный прирост нагрузок на каждые 100 м составляет 5—10 Т/м².

Окружающие ствол породы, перейдя на глубине 64 м предельное состояние, начинают разрушаться, образуются местные вывалы. Однако зона трещиноватых пород невелика, и определенную роль в создании нагрузки на крепь играет явление ползучести горных пород.

Ползучесть горных пород возникает тогда, когда напряжения в массиве превысят некоторую определенную для каждой разновидности пород величину [72].

Исследования явлений ползучести, выполненные Ж. С. Ержановым на образцах при поперечном изгибе и одноосном сжатии под нагрузками, не превышающими 70% немедленно разрушающих, показали затухающий характер этого процесса. Величина деформаций, вызванных ползучестью, сопоставима с упруго-пластическими мгновенными деформациями [73].

Коэффициент неравномерности распределения нагрузок по периметру крепи в начальный период (глубина около 100 м) достигает значения около 0.5. В дальнейшем породы вследствие ползучести как бы «обжимают» крепь ствола и коэффициент вариации уменьшается до 0.3 (рис. 36).

Глубина 300 м для пород данного типа является критической. Начиная с этой глубины резко увеличивается прирост нагрузок — до 30—40 Т/м² на каждые 100 м, также возрастают значения коэффициента вариации. Это свидетельствует о том, что на глубине 300 м породы вновь находятся в предельном состоянии, назовем его вторым предельным состоянием.

Второе предельное состояние характеризуется тем, что явления ползучести полностью исчерпаны и увеличение общего напряженного состояния пород приводит к активному развитию зоны неупругих деформаций с нарушением сплошности массива трещинами.

Процесс трещинообразования в начальный период охватывает участки более слабых пород, что наряду с увеличением нагруженности крепи приводит к увеличению неравномерности распределения нагрузок по ее периметру.

Гидростатическое напряженное состояние пород, как бы велико оно не было, по существующим представлениям само по себе не может привести к разрушению пород, так как для разрушения необходимо наличие разницы в напряжениях по различным направлениям.

Это подтверждается тем, что при сжатии порода разрушается обычно по плоскостям сдвига. Для того чтобы соответствующее касательное напряжение достигло необходимой величины, должна существовать разность главных напряжений. Таким образом, разрушение наступает тогда, когда одно из касательных напряжений превзойдет некоторую величину, характерную для данной породы.

В условиях приведенных экспериментов активное образование зоны неупругих деформаций начинается с глубины, определяемой соотношением

$$H \geq \frac{1.65\sigma_{сж}}{\gamma} = 300 \text{ м.} \quad (36)$$

Согласно современным взглядам, касающимся оценки напряженного состояния пород, считается, что до определенной глубины породы находятся в упругом, а глубже — в пластическом состоянии.

Установленное экспериментами второе предельное состояние пород, при котором имеет место активное трещинообразование, объясняется тем, что пластическое течение не возникает мгновенно и связанное с ним уменьшение касательных напряжений может быть недостаточно быстрым для того, чтобы предохранить горную породу от разрушения. Поэтому в случае превышения эффективными касательными напряжениями несущей способ-

ности породы разрушение от сдвига произойдет раньше, чем скажется уменьшение касательных напряжений, вызванное пластическим течением. Этот вывод подтверждается исследованиями механических свойств пород, проведенными ДонУГИ [74].

В лабораторных экспериментах влияние глубины на проявления горного давления исследовалось для стволов различного диаметра в интервале до 400 м.

В объемной модели № 5 исследовались нагрузки на крепь ствола диаметром 7.5 м на глубинах до 1000 м. Основной целью эксперимента было установление глубины, начиная с которой породы находятся в пластическом состоянии.

Анализируя данные эксперимента по объемной модели № 5 (рис. 36, 37), легко заметить, что при увеличении глубины свыше 500 м критической является глубина 550 м, начиная с которой характер появления горного давления резко меняется. Абсолютный прирост нагрузок с увеличением глубины на каждые 100 м возрастает до 120—140 Т/м², в то же время коэффициент вариации распределения нагрузок уменьшается сначала довольно резко (в интервале глубин 550—700 м), затем более плавно (при глубине больше 800 м).

Это является следствием того, что переход в пластическое состояние сопровождается пластическим течением пород, представляющим собой непрерывный процесс, при протекании которого не возникает разрывов сплошности в движении частиц породы.

Пластическое течение пород как бы уплотняет образовавшуюся зону неупругих деформаций, что приводит к перераспределению нагрузок по периметру с уменьшением коэффициента вариации при одновременном возрастании их абсолютного значения.

Рассматривая зависимости отношений $q_{н. ср} / \gamma H$ при увеличении глубины (рис. 29) для стволов различных диаметров, можно сделать общий вывод, что средние нагрузки на крепь стволов находятся в линейной зависимости от глубины $q_{ср} = k_h \gamma H$.

Однако характер нарастания нагрузок с увеличением глубины неодинаков, при этом легко устанавливаются три интервала, в пределах которых средние нагрузки находятся в прямолинейной зависимости от глубины:

I интервал	100 м	$< \gamma H$	< 300 м
II »	300 м	$< \gamma H$	< 550 м
III »	550 м	$< \gamma H$	< 1000 м

Наличие этих интервалов обусловливается различным характером поведения пород, определяемым взаимосвязью прочностных характеристик породы и существующими напряжениями. На глубинах в пределах I интервала нагрузки на крепь формируются главным образом вследствие ползучести пород с образованием ограниченных местных вывалов.

Начиная с глубины 300 м (II интервал) происходит активное образование зоны неупругих деформаций, что приводит к изменению характера роста нагрузок. При увеличении глубины свыше 550 м породы переходят в пластическое состояние, которому свойственна своя вполне определенная закономерность роста нагрузок в зависимости от глубины.

Аналитически прямолинейная зависимость выражается уравнением [62]

$$y = a + bx.$$

Воспользовавшись графиками, представленными на рис. 29, можно составить эмпирическую зависимость вида

$$k_k = a + bH. \quad (37)$$

Определив значения коэффициентов a и b для каждого диаметра ствола в пределах установленных интервалов, получим данные, пользуясь которыми можно подсчитать среднюю нагрузку на крепь стволов диаметром 2.1, 6.0 или 7.5 м в зависимости от глубины (табл. 20).

Т а б л и ц а 20

Интервал глубин	Значения глубин в интервале, м	Диаметр ствола, м					
		2.1		6.0		7.5	
		a	b	a	b	a	b
I	$100 < H < 300$	0.0558	$-1.65 \cdot 10^{-4}$	0.067	$-0.84 \cdot 10^{-4}$	0.188	$-0.347 \cdot 10^{-3}$
II	$300 < H < 550$	-0.037	$-2.05 \cdot 10^{-4}$	-0.0405	$0.28 \cdot 10^{-3}$	0.017	$0.225 \cdot 10^{-3}$
III	$550 < H < 1000$	—	—	—	—	-0.080	$0.4 \cdot 10^{-3}$

Следует отметить, что экстраполировать полученные формулы за пределы опытных данных недопустимо.

Применение коэффициентов, приведенных в табл. 20, правомерно лишь в указанных интервалах. В случае определения нагрузки на глубине, сопредельной для двух интервалов, следует подсчитать величину нагрузки для верхнего и нижнего интервалов и принять большее значение.

Делать на основании экспериментальных данных более глубокие выводы о характере функциональной зависимости нагрузок на крепь от глубины и диаметра ствола было бы преждевременно, так как для установления точных зависимостей требуется гораздо большее число опытов. Результаты дальнейших исследований позволят, вероятно, установить более точные зависимости.

Приближенное значение коэффициента неравномерности распределения нагрузок по периметру крепи в зависимости от глубины определяется по графику, приведенному на рис. 36.

Максимальные смещения контура пород в интервале глубин $200 \text{ м} < H < 800 \text{ м}$ находятся в прямой зависимости от глубины (рис. 38) и подсчитываются по эмпирической формуле

$$\Delta k_{\max} = 10 (6.17 \cdot 10^{-6} H - 1), \quad (38)$$

где $\Delta k_{\max}$ — максимальное смещение контура ствола, мм; H — глубина, мм.

Начиная с глубины 800 до 1000 м интенсивность роста смещений уменьшается. Если предположить, что эта закономерность сохранится при увеличении глубины выше 1000 м, то в районе глубин 1300—1400 м смещения достигнут своего наибольшего значения — около 50 мм, после чего стабилизируются.

3. ЗАВИСИМОСТЬ НАГРУЗОК НА КРЕПЬ СТВОЛОВ ОТ ИХ ДИАМЕТРА

В отношении роли диаметра выработки при исследовании проявлений горного давления в настоящее время не существует единого мнения.

Если исходить из исследований, выполненных методом теории упругости [75], то следует, что нагрузка со стороны упругой среды на упругую крепь в условиях плоской задачи может зависеть или не зависеть от диаметра ствола. Вид зависимости определяется соотношением упругих констант пород и крепи. При одних соотношениях этих параметров с увеличением диаметра ствола нагрузка увеличивается, при других — уменьшается, при третьих — остается постоянной.

Исследования по теории предельного равновесия [76] свидетельствуют об отчетливом росте нагрузок на крепь при увеличении диаметра ствола. В области малых диаметров скорость роста нагрузок сравнительно велика, в дальнейшем она уменьшается, стремясь к нулю при определенном значении диаметра.

Комплексные исследования проявлений горного давления в вертикальных стволах, выполненные ВНИМИ, показали, что в диапазоне диаметров стволов от 4 до 8 м влияние диаметра сказывается незначительно [77].

Для приближенного подсчета нагрузок на крепь ствола диаметром D предложена эмпирическая формула

$$q_D = q_{6.0} \left[1 + 0.3 \left(\frac{D}{n} - 1 \right) \right], \quad (39)$$

где q_D — искомая нагрузка на крепь ствола диаметром D м, Т/м^2 ; $q_{6.0}$ — нагрузка на крепь ствола диаметром 6.0 м, Т/м^2 ; n — число замерных площадок по периметру крепи.

Подсчеты по формуле (39) показывают, что при увеличении диаметра в 2 раза (с 4 до 8 м) нагрузки возрастают на 10—12% (в зависимости от значений n).

Таблица 21

Глубина, м	$\frac{q_{\text{ср}}(2.1)}{q_{\text{ср}}(2.1)} = K_{D_1}$	$\frac{q_{\text{ср}}(6.0)}{q_{\text{ср}}(2.1)} = K_{D_2}$	$\frac{q_{\text{ср}}(7.5)}{q_{\text{ср}}(2.1)} = K_{D_3}$
100	1	1.45	3.9
200	1	2.2	4.6
300	1	1.75	3.5
400	1	1.5	2.2

Таблица 22

D	K _D		
	H = 200 м	H = 300 м	H = 400 м
2.1	1	1	1
5.0	1.65	1.3	1.1
6.0	2.2	1.75	1.5
7.5	4.6	3.5	2.2
ΣK_D	9.45	7.55	5.8

Результаты исследований по объемным моделям № 1, 3, 5 дают отчетливую зависимость величин нагрузок на крепь ствола от его диаметра (табл. 19).

Для оценки влияния диаметра ствола подсчитаем значение безразмерного коэффициента K_D , равное отношению средних нагрузок на стволы диаметром 6.0 и 7.5 м к нагрузкам на ствол диаметром 2.1 м для различных глубин (табл. 21):

$$K_D = \frac{q_{\text{ср}}(D)}{q_{\text{ср}}(2.1)} \quad (40)$$

Зависимость K_D от диаметра ствола на разных глубинах представляет собой семейство кривых с общей точкой при $D=2.1$ м (рис. 43).

При построении эмпирической формулы для результатов опытов, приведенных в табл. 21 и на рис. 43, воспользуемся методом равных сумм [62]. Все кривые (рис. 43) имеют общую точку (при $D=2.1$ м), что позволяет подобрать для них эмпирическую формулу в виде

$$K_D = a^{D-2}, \quad (41)$$

где $a=f(H)$ — безразмерный коэффициент, зависящий от глубины. Данные табл. 21 перепишем в следующем виде (табл. 22).

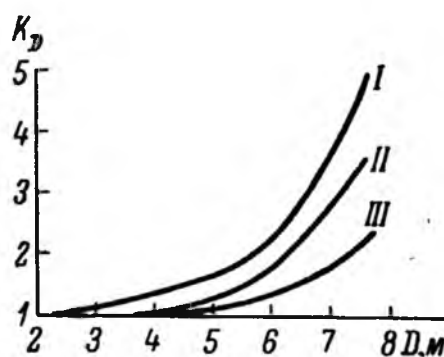


Рис. 43. Характер изменения коэффициента K_D в зависимости от диаметра.

Глубина: I — 200, II — 300, III — 400 м.

Для ствола диаметром 5.0 м значения K_D определяются по графику на рис. 43.

Подставляя в формулу (41) значения диаметров 2.1, 5.0, 6.0, 7.5 м, определяем для каждой глубины ΣK_D :

$$\Sigma K_D = a^0 + a^3 + a^4 + a^{5.5}. \quad (42)$$

Согласно табл. 22, при разных значениях глубины имеем:

$H, \text{ м}$	200	300	400
ΣK_D	9.45	7.55	5.8

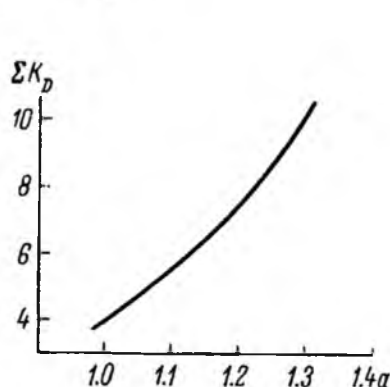


Рис. 44. График зависимости ΣK_D от $a = f(H)$.

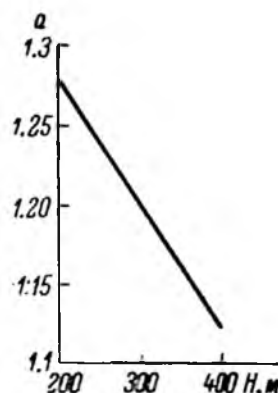


Рис. 45. График зависимости $a = f(H)$.

Придавая величине a произвольное значение с тем, чтобы ΣK_D , подсчитанная по формуле (42), перекрыла наибольшее абсолютное значение ΣK_D в табл. 22, получаем:

a	1	1.1	1.2	1.3
$\Sigma' K_D$	4	5.395	7.532	10.259

По этим данным строим график зависимости ΣK_D от a (рис. 44). Зная ΣK_D при различной глубине (табл. 22), находим по графику (рис. 44) значения a :

H	200	300	400
a	1.28	1.2	1.12

Зависимость a от H прямолинейна (рис. 45) и записывается уравнением

$$a = f(H) = (1.44 - 0.0008 H).$$

Подставляя значение a в формулу (41), получим окончательную формулу, выражающую взаимосвязь K_D с диаметром ствола и глубиной:

$$K_D = (1.44 - 0.0008 H)^{D-2}, \quad (43)$$

где H — численное значение глубины участка ствола протяженностью 1 м; D — диаметр ствола, м.

Определение значений K_D по формуле (43) правомерно при диаметрах в пределах $2 \text{ м} < D < 7.5 \text{ м}$.

На рис. 46 даны графики изменения K_D с увеличением глубины.

Анализ графиков показывает, что влияние диаметра ствола в значительной мере сказывается на глубинах от 100 до 400 м. При дальнейшем увеличении глубины коэффициент K_D уменьшается, стремясь к единице.

Для определения предельной глубины, на которой сказывается влияние диаметра ствола, примем в формуле (43) $K_D=1$. Тогда предельная глубина $H_{пр}=550 \text{ м}$.

Как было сказано выше, на глубине 550—600 м породы переходят в пластическое состояние. Таким образом, нагрузки на крепь ствола не зависят от его диаметра при переходе пород в пластическое состояние.

В результате исследований установлено, что нагрузки на крепь стволов, пройденных в рассматриваемых условиях, зависят от глубины ствола и его диаметра:

$$q_n = k_h K_D \gamma H. \quad (44)$$

Коэффициент k_h подсчитывается по данным табл. 20.

При глубинах $H < 550 \text{ м}$ K_D определяют по формуле (43); при $H > 550 \text{ м}$ $K_D=1$.

Для подсчета нагрузок на глубине свыше 550 м формула (44) будет иметь вид

$$q_n = k_h \gamma H. \quad (45)$$

4. ВЛИЯНИЕ УПРОЧНЕНИЯ ПОРОД ВОКРУГ СТВОЛА НА ПРОЯВЛЕНИЯ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

При построении и испытании объемной модели № 4 пытались определить, будет ли изменяться характер проявления горного давления на крепь ствола, если удастся упрочнить породы вокруг него на расстояние 1.8 м от контура крепи. Технологию упрочнения пород не рассматривали. Породы, непосредственно прилегающие к стволу, имели предел прочности на одноосное сжатие в два раза выше, чем породы массива в целом.

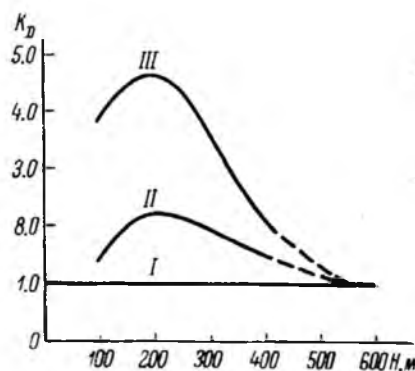


Рис. 46. График изменения коэффициента K_D с увеличением глубины.

Диаметр ствола: I — 2.0, II — 6.0, III — 7.5 м.

В результате проведения опыта установлено, что наличие вокруг ствола упрочненных пород оказывает большое влияние прежде всего на абсолютную величину нагрузок на крепь — нагрузки уменьшались в 1.5 раза во всем диапазоне исследованных глубин — 100 до 400 м.

Упрочненные породы создают вокруг ствола защитное кольцо, благодаря которому интенсивность нагрузок при достижении породами массива второго предельного состояния на глубине 300 м выражена гораздо менее отчетливо, чем при отсутствии упрочненных пород (рис. 33). Коэффициент неравномерности распределения нагрузок по периметру крепи при наличии упрочненных пород возрастает в 1.7—1.5 раза.

В первом приближении значения средних нагрузок и коэффициента вариации при упрочненных породах на глубине H соответствуют значениям тех же показателей при отсутствии упрочненных пород, но на глубине $(H-100)$ м.

Таким образом, упрочнение пород на расстоянии 1.8 м от контура ствола замедляет развитие горного давления и как бы уменьшает фактическую глубину ствола на величину порядка 100 м. Зона активных смещений и их абсолютное значение заметных изменений не имеют (рис. 31).

Напряженное состояние окружающих ствол пород изменяется при наличии упрочненных пород несколько по-другому.

При отсутствии упрочненных пород зона пониженных напряжений распространена на 4—6 м в глубь массива, считая от контура крепи (рис. 32). Упрочнение пород приводит к сокращению зоны пониженных напряжений до 1—3 м, однако на расстоянии 6—10 м от контура крепи имеется вторая зона пониженных напряжений. На контакте упрочненных пород с неупрочненными напряжения резко возрастают (рис. 34). Вторичное увеличение напряжений наблюдается в зоне, удаленной от контура ствола на 10—12 м.

Наличие второй зоны пониженных напряжений объясняется различными прочностными свойствами пород основного массива и пород, упрочненных на расстояние 1.8 м от контура ствола. Неупрочненные породы массива на глубине 400 м прошли второе предельное состояние, при котором начинается активное трещинообразование и вследствие этого сопротивление пород сдвигам резко уменьшается. Непосредственно окружающие ствол упрочненные породы в это время находятся в стадии, которая характеризуется началом разрушения пород с образованием местных вывалов. Поскольку толщина «защитного кольца», создаваемого упрочнением пород, составляет всего лишь 1.8 м, давление основных пород может привести к некоторому нарушению его целостности и смещению упрочненных пород по всему периметру или в какой-либо его части.

Однако общая устойчивость кольца упрочненных пород в значительной мере сохраняется. Таким образом, упрочненные породы как бы создают внешний контур крепи ствола, радиус которого увеличен на 1.8 м. Поэтому характер изменения напряженного состояния упрочненных пород повторяется в породах, находящихся за пределами упрочненного контура.

Характер распределения нагрузок по периметру крепи существенно не изменяется (рис. 35).

В интервале глубин $100 \text{ м} < H < 400 \text{ м}$ упрочнение пород обеспечивает уменьшение абсолютных значений нагрузок. При дальнейшем увеличении глубины значение упрочненных пород как «защитной оболочки», видимо, будет уменьшаться.

Необходимо отметить, что влияние упрочнения пород вблизи ствола на проявления горного давления изучалось впервые, поэтому первоначальные выводы нуждаются в дальнейшей экспериментальной проверке.

5. ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ПРОХОДКИ НА ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ПОРОД И КРЕПИ

При исследованиях влияния технологии проходки на взаимодействие пород и крепи была предпринята попытка определить закономерность роста нагрузок на крепь ствола и смещений точек породного массива при различных стадиях технологического процесса.

Подобные эксперименты до настоящего времени не проводились, во всяком случае описаний их в литературных источниках не обнаружено.

Учитывая новизну проблемы и большую сложность ее решения, отметим, что разработанная методика моделирования в дальнейшем безусловно будет совершенствоваться. Результаты выполненных исследований проливают свет на некоторые особенности проявления горного давления при проходке стволов, не претендуя на исчерпывающую полноту решения проблемы.

Экспериментами установлено, что 80—90% общей деформации породного контура происходит после обнажения стенок ствола до постановки крепи. Наибольшая деформация (50—60% от общей) имеет место сразу после проходки непосредственно у забоя выработки (рис. 41, 42). При уходе забоя от места замера на 5—10 м деформации продолжают с затухающей интенсивностью, достигая 80—90% от общих смещений пород. Остальные 5—15% общих деформаций происходят при тампонировании участка, расположенного выше.

Таким образом, около 95—97% общей деформации породного контура происходит до постановки крепи. Активное смещение наблюдается на расстоянии 0.7—1.2 м от контура крепи, что составляет (0.2—0.3) R ствола. На расстоянии R и более от контура

крепи смещений породного массива не обнаружено. После установки крепи деформации стабилизируются. Некоторые деформации (3—5% от общих) вызываются проходкой нижележащих участков при уходе забоя на 10—15 м от места замера. Крепление нижележащих участков не вызывает изменения деформационного состояния массива.

Графики изменения нагрузок при различных стадиях проходки ствола (рис. 39, 40) показывают, что после введения крепи в работу, осуществляющегося имитацией тампонирувания, на-

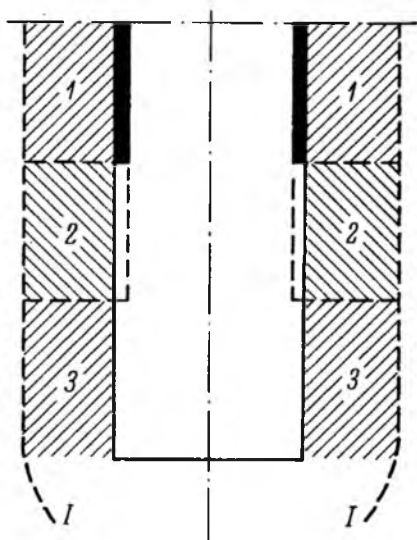


Рис. 47. Схема деформаций массива при проходке ствола.

I—I — границы зоны неупругих деформаций; 1—3 — заходки.

грузки интенсивно увеличиваются до уровня средних нагрузок, характерных для данной глубины. Проходка участков на расстоянии 10—15 м от места замера нагрузок мало сказывается на их величине: они либо остаются постоянными, либо возрастают на 10—15%.

Гораздо большее влияние оказывает крепление нижележащего участка — нагрузки снижаются на 20—30% (при уходе фронта крепления на 2—8 м места замера нагрузок).

При проходке ствола на глубине 440 м вокруг него образуется зона неупругих деформаций, в пределах которой породы в какой-то мере приобретают свойства несвязной среды. Это приводит к образованию сползающего объема нарушенных пород (рис. 47). Поскольку сползающие породы в пределах 2 и 3 захо-

док имеют возможность свободно деформироваться к центру ствола, значительный вес нарушенных пород 1 заходки воспринимается крепью. Крепление и тампонирувание 2 заходки создает для них дополнительную опору, что приводит к снижению нагрузок на крепь ствола в пределах 1 заходки. При дальнейшей проходке этот цикл повторяется.

Наличие сползающего объема пород при перемещении контура ствола установлено также Н. С. Булычевым при исследовании механизма взаимодействия массива пород с крепью вертикального ствола [48].

Крепление участков, расположенных на 10—12 м ниже замерной станции, фактически не влияет на величину нагрузок. В результате исследований можно сделать следующие выводы, имеющие практическое значение.

1. При проходке стволов в рассматриваемых условиях допустимо отставание крепления от забоя до 10 м.

2. Зона активных смещений пород при проведении ствола ограничена и составляет $(0.2—0.3) R$ ствола, считая от контура крепи.

3. Наиболее интенсивный рост напряжений в массиве при проходке наблюдается при уходе забоя от места замера на расстояние 3—8 м.

4. Тампонирующее закрепное пространство с отставанием от забоя на величину порядка 2—8 м способствует, как правило, снижению нагрузки на крепь вышележащего участка в пределах 20—30%.

5. Наибольшие смещения окружающих ствол пород происходят в период проходки выработки. После крепления и тампонирующего смещения стабилизируются или весьма незначительны.

Наибольшая величина смещений породного контура при проходке на глубине 400—500 м составляет 14—16 мм в натуре.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Результаты изучения взаимодействия массива пород с крепью вертикальных выработок методами моделирования показали, что применение моделирования, в частности объемных моделей из эквивалентных материалов, является вполне оправданным и целесообразным при дальнейших исследованиях. Особо важное значение этот метод приобретает в связи с необходимостью освоения ряда месторождений, сложные горногеологические условия которых не имеют аналогов в практике горнодобывающей промышленности и где постановка натурных экспериментов исключена.

Предлагаемый метод моделирования по сравнению с ранее применявшимися дает возможность проводить исследования в относительно крупном масштабе и имитировать глубины до 1500 м.

Результаты исследований показали высокую сходимость с данными натурных замеров, проведенных в стволе одного из вновь осваиваемых месторождений (отклонения не превышали 8—12%). Разработанная методика может быть применена для получения информации о возможных проявлениях горного давления в конкретных горногеологических условиях, что создает предпосылки для расчета и выбора технически и экономически рациональной конструкции крепи.

Дальнейшей задачей является расширение диапазона горногеологических условий объектов исследований, совершенствование методики проведения экспериментов (подбор эквивалентных материалов, создание более совершенной аппаратуры для контроля и измерений, разработка конструкций моделей крепей).

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. К а ц а у р о в П. Н. Горное давление в вертикальных стволах. Госгортехиздат, М., 1961.
2. П р о т о д љ а к о н о в М. М. Давление горных пород и рудничное крепление, гл. I. Давление горных пород. ГОНТИ, 1931.
3. П о к р о в с к и й Г. И. Центробежное моделирование. Госстройиздат, М., 1935.
4. Ц и м б а р е в и ч П. М. О величине горного давления в вертикальной выработке. Горный журнал, 1933, № 9.
5. Ш е в я к о в Л. Д. О горном давлении на вертикальные выработки. Уголь, 1960, № 1.
6. Г о р н о е д е л о. Терминологический словарь под ред. акад. Н. В. Мельникова. Изд. «Недра», М., 1965.
7. П р о я в к и н Е. Т. Некоторые вопросы исследований давления пород на крепь вертикальных стволов. В сб.: Горное давление и крепь вертикальных стволов, Госгортехиздат, М., 1963.
8. Д и н н и к А. Н. О давлении горных пород и расчете крепи круглой шахты. Инженерный сборник, 1925, № 7.
9. Ш е в я к о в Л. Д. Заметки о теории горного искусства. Горный журнал, 1931, № 7.
10. Ц и м б а р е в и ч П. М. Рудничное крепление. Углетехиздат, М., 1951.
11. Л е х н и ц к и й С. Г. Определение напряжений в упругом изотропном массиве вблизи вертикальной выработки кругового поперечного сечения. Изв. АН СССР, ОТН, 1938, № 7.
12. П о к р о в с к и й Н. М. О толщине крепи стволов вертикальных шахт. Уголь, 1947, № 5.
13. Р у п п е н е й т К. В. и др. Расчет крепи шахтных стволов. Изд. АН СССР, М., 1962.
14. С а в я н Г. Н. Давление горных пород и крепление вертикальных шахт. Зап. Инст. горной механики АН УССР, 1947, № 5.
15. М о р Ф. Горное давление и крепь. Глюкауф, 1952, № 27, 28.
16. Ф е н н е р Р. Исследования горного давления. Глюкауф, 1938, № 32, 33.
17. Л а б а с с А. Давление горных пород в угольных шахтах. В сб.: Вопросы теории горного давления, Госгортехиздат, М., 1961.
18. А й з а к с о н Э. Давление горных пород в шахтах. Госгортехиздат, М., 1961.
19. К р у п е н н и к о в Г. А. Комплексные исследования взаимодействия подземных выработок с горным массивом. Изд. ВНИМИ, Л., 1962.
20. П р о я в к и н Е. Т. Давление горных пород и крепь стволов. Углетехиздат, М., 1958.
21. С а м о й л о в с к и й М. П. Крепление вертикальных стволов шахт. Госгортехиздат, М., 1962.
22. Н а с о н о в Л. Н. Крепление вертикальных стволов. Госгортехиздат, М., 1963.

23. К р у п е н н и к о в Г. А. и др. Взаимодействие массива горных пород с крепью вертикальных стволов шахт. Изд. «Недра», М., 1966.
24. С б о р н и к трудов по вопросам проявлений горного давления, расчету и охране крепи вертикальных выработок. Изд. ВНИМИ, Л., 1962, № 46.
25. Г о р н о е давление и крепь вертикальных стволов. Госгортехиздат, М., 1963.
26. К р у п е н н и к о в Г. А., Д а в ы д о в и ч И. Л. Основные причины нарушений вертикальных шахтных стволов Донбасса. Уголь Украины, 1957, № 3.
27. К р у п е н н и к о в Г. А. Экспериментальный метод определения нагрузок на крепь вертикальных стволов. Шахтное строительство, 1957, № 2; 1958, № 1.
28. К р у п е н н и к о в Г. А. О начальной стадии развития нагрузок на крепи вертикальных стволов шахт при пологом падении. Шахтное строительство, 1959, № 1.
29. К р у п е н н и к о в Г. А. Некоторые результаты натурных исследований проявлений горного давления в вертикальных выработках Донбасса. Шахтное строительство, 1961, № 4.
30. К р у п е н н и к о в Г. А. и др. Временная инструкция по расчету крепи вертикальных шахтных стволов вне зоны существенного влияния очистных работ применительно к условиям типа Донбасса. Изд. ВНИМИ, Л., 1964.
31. Т р у м б а ч е в В. Ф. Распределение напряжений вокруг горных выработок. Углетехиздат, М., 1956.
32. Т р у м б а ч е в В. Ф., М о л о д ц о в а Л. С. Методика изучения напряженного состояния пород вокруг горных выработок с помощью оптического метода. В сб.: Вопросы горного давления, Изд. СО АН СССР, Новосибирск, 1963, № 7.
33. Г у б к и н С. И., Д о б р о в о л ь с к и й С. И., Б о й к о Б. Т. Фотопластичность. Изд. АН СССР, Минск, 1957.
34. К у з н е ц о в Г. Н., Б у д ь к о М. Н. Методические указания по измерению деформаций в моделях из эквивалентных материалов с помощью деформометров Д-2 и блочных тензометров ТБ-1. Изд. ВНИМИ, Л., 1961.
35. К у з н е ц о в Г. Н. Доклад о содержании опубликованных научных работ в области моделирования проявлений горного давления методом эквивалентных материалов. Изд. ЛГИ. Л., 1961.
36. К у з н е ц о в Г. Н. О моделировании процессов проявлений горного давления и сдвижения горных пород под влиянием подземных разработок методом эквивалентных материалов. Тр. ВНИМИ, Л., 1962, № 44.
37. К у з н е ц о в Г. Н., Б у д ь к о М. Н. Приборы и способы измерения, применяемые при исследованиях горного давления на моделях. В сб.: Методы и приборы для изучения горного давления. Изд. «Недра», М., 1964.
38. К у з н е ц о в Г. И. и др. Моделирование проявлений горного давления. Изд. «Недра», Л., 1968.
39. К и р п и ч е в М. В. Теория подобия. Изд. АН СССР, М., 1953.
40. К и р п и ч е в М. В. Роль советских ученых в развитии учения о подобии. Изд. АН СССР, М., 1947.
41. К и р п и ч е в М. В. Учение о подобии, как основе опыта. Вестн. АН СССР, 1945, № 5, 6.
42. Ф е д е р м а н А. О некоторых общих методах интегрирования уравнений в частных производных первого порядка. Изв. СПб. Политехн. инст., т. XVI, вып. 1, 1911.
43. А ф а н а с ь е в а - Э р е н ф е с т Т. А. Принципы размерности. Журн. Русского физ.-хим. о-ва, т. XIV, вып. 7, 1912.
44. Г е р с е в а н о в Н. М., П о л щ и н Д. Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое приложение. Стройиздат, М., 1948.

45. А го ш к о в М. И. Исследование на модели зависимости горного давления от глубины и поперечного сечения ствола. В кн.: Вопросы разрушения и давления горных пород. Углетехиздат, М., 1955.
46. Я н ч у р А. М. Результаты исследований давления горных пород на крепь вертикальных стволов шахт. В сб.: Горное давление и крепь вертикальных стволов, Госгортехиздат, М., 1963.
47. Б у л ы ч е в Н. С. Приближенный метод расчета давления пород на крепь стволов. Тр. ВНИМИ, Л., 1962, № 46.
48. Б у л ы ч е в Н. С. О механизме взаимодействия массива пород с крепью вертикального ствола и расчете крепи. В сб.: Горное давление и крепь вертикальных стволов, Госгортехиздат, М., 1963.
49. К р у ш е н н и к о в Г. А., Ф и л а т о в И. А. Некоторые результаты лабораторного исследования проявлений горного давления в вертикальных выработках при пологом залегании пластов. Шахтное строительство, 1962, № 10, 11.
50. Ф и л а т о в И. А. Экспериментальные исследования работы крепей вертикальных шахтных стволов с применением эквивалентных материалов. Тр. ВНИМИ, Л., 1962, № 46.
51. П а н о в А. Д. Состояние исследований горного давления и крепления очистных и подготовительных выработок (по материалам международного конгресса по горному давлению. Париж, 16—20 мая 1960 г.). ЦИТИУ, М., 1961.
52. А в е р ш и н С. Г. О моделировании процессов деформаций и разрушений горных пород методом эквивалентных материалов. Тр. ВНИМИ, Л., 1962, № 44.
53. П ь л ь ш т е й н А. М. Закономерности проявлений горного давления. Углетехиздат, М., 1958.
54. Общая методика научно-исследовательских работ по теме «Исследование горного давления и его изменение в связи с переходом горных работ на нижние горизонты в условиях Прокопьевско-Киселевского района Кузбасса». Вопросы горного давления, Изд. СО АН СССР, Новосибирск, 1962, № 14.
55. Б о р и с о в А. А. Давление на крепь горизонтальных выработок. Углетехиздат, М., 1958.
56. Б о р и с о в А. А. Расчеты горного давления в лавах пологих пластов. Изд. «Недра», М., 1964.
57. П ь л ь ш т е й н А. М. О работах ИГД АН СССР по исследованию проявлений горного давления методом моделирования эквивалентными материалами. Тр. ВНИМИ, Л., 1962, № 44.
58. Б о р и с о в А. А. и др. Стенд для объемного моделирования вертикальных горных выработок. Авт. свид. № 194715 от 29 января 1966. Бюлл. изобр., № 9, 1967.
59. Б а р а н о в с к и й В. И., С а р а т о в с к и й Э. Г. Методика и техника измерений горного давления в моделях из эквивалентных материалов. Уголь, 1959, № 7.
60. К о Д е н Х. О. Исследование эквивалентных материалов для моделирования проявлений горного давления. Углетехиздат, М., 1958.
61. К о з ь м а А. М. Эквивалентные материалы для слабых пород. Углетехиздат, М., 1958.
62. М е л е н т ь е в П. В. Приближенные вычисления. Физматгиз, М., 1962.
63. П а в л о в К. В. Горные работы, проведение и крепление горных выработок. Metallurgizdat, М., 1952.
64. О н и щ е н к о Ю. А. О горном давлении в вертикальных выработках. Уголь, 1960, № 2.
65. Т р у п а к Н. Г. Определение величины горного давления и расчет толщины стенок крепи вертикальных выработок. Тр. ВНИМИ, Л., 1962, № 45.
66. Л а б а с с А. Давление и движение пород. Матер. Междунар. конф. по горному давлению, Углетехиздат, М., 1957.

67. Б р о д с к и й И. П. Новая теория давления пород на подземную крепь. Горногеологическое изд., М., 1933.
68. С л е с а р е в В. Д. Механика горных пород. Углетехиздат, М., 1948.
69. Р о д и н И. В. Снимаемая нагрузка и горное давление. В сб.: Исследование горного давления, Госгортехиздат, М., 1960.
70. Б е р е з а н ц е в В. Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды. Гостехиздат, М., 1952.
71. Б е л а е н к о Ф. А. Расчет крепи стволов шахт на больших глубинах в условиях Донецкого бассейна. В сб.: Разработка угольных месторождений на больших глубинах, Углетехиздат, М., 1965.
72. М а к с и м о в А. П. Вязко-пластическое течение горных пород. В сб. Геологические вопросы механики горных пород, Изд. АН Каз. ССР, Алма-Ата, 1964.
73. Е р ж а н о в Ж. С. Исследование ползучести горных пород Донбасса. В сб.: Научно-исследовательские работы в угольной промышленности, Изд. ЦИТИУгля, 1959, № 1.
74. Исследования механических свойств пород Донецкого бассейна. Углетехиздат, М., 1951.
75. С и л к и н Е. И. Расчет полуплоскости, ослабленной круговым кольцом. Инж. сборник, т. 30, М., 1960.
76. Г е р ц а г и К. Теория механики грунтов. Госстройиздат, М., 1961.
77. К р у п е н н и к о в Г. А. О расчете крепей вертикальных шахтных стволов на пологом падении, применительно к условиям типа Донбасса. Тр. ВНИМИ, Л., 1961, № 43.

О Г Л А В Л Е Н И Е

	Стр.
В в е д е н и е	3
<i>Глава I. Модернизация проявлений горного давления в вертикальных выработках</i>	
1. Горное давление как предмет исследований	5
2. Методы модернизации	9
3. Основные формы метода эквивалентных материалов	10
4. Результаты исследований методом эквивалентных материалов	15
5. Метод вынуждающей нагрузки	28
<i>Глава II. Лабораторное оборудование и методика проведения работ</i>	
1. Общие сведения	33
2. Конструкция гидрофицированного стенда для объемного моделирования горных выработок	34
3. Расчет вынуждающей нагрузки и элементов стенда	36
4. Описание стенда и методики работы на нем	38
5. Конструкции моделей крепей и контрольно-измерительной аппаратуры	45
6. Подбор эквивалентных материалов	51
<i>Глава III. Исследование взаимодействия массивов пород с крепью стволов шахт по новой методике</i>	
1. Построение и испытания объемных моделей	56
2. Влияние и характер распределения нагрузок на крепь стволов в зависимости от глубины	72
3. Зависимость нагрузок на крепь стволов от их диаметра	78
4. Влияние упрочнения пород вокруг ствола на проявления горного давления	81
5. Влияние технологии проходки на взаимодействие пород и крепи.	83
З а к л ю ч е н и е	86
Л и т е р а т у р а	87