ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВРЕМЕННОЙ КРЕПИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

ВСН 49—86

Минэнерго СССР

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

Министерство энергетики и электрификации СССР
МОСКВА — 1986

gost.e-ecolog.ru

ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВРЕМЕННОЙ КРЕПИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

ВСН 49—86

Минэнерго СССР

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

Министерство энергетики и электрификации СССР
МОСКВА — 1986

УДК 624.191.24.002.62 : 69.002.008.02(083.75)

ВСН 49—86/Минэнерго СССР. Проектирование временной крепи гидротехнических туннелей.— М.: Гидропроект Минэнерго СССР, 1986.— 74 с.

РАЗРАБОТАНЫ институтом «Гидропроект» имени С. Я. Жука (д-р техн. наук В. М. МОСТКОВ — руководитель темы; канд. техн. наук А. Н. МОРДОВИНА; В. Г. ЛЕБЕДЕВ); НИС Гидропроекта (д-р техн. наук Р. А. РЕЗНИКОВ); Армянским отделением Гидропроекта (Р. Г. ОВАНЕСЯН); Среднеазиатским отделением Гидропроекта (канд. геол.-мин. наук А. В. КОЛИЧКО); Тбилисским отделением Гидропроекта (М. Ю. ШТАЕРМАН); институтом «Оргэнергострой» (кандидаты техн. наук Е. М. ГЛАЗУНОВ, М. Н. БЕЛКИН, И. И. ГРОССМАН); институтом «Гидроспецпроект» (М. А. БЕЙНЕНСОН, Б. М. ВОЛОДИН, Б. Д. МАЛЬЦЕВ) Минэнерго СССР и МИСИ имени В. В. Куйбышева (канд. техн. наук Ю. Е. ХЕЧИНОВ, А. И. РЕДЧЕНКО) Минвуза СССР.

ВНЕСЕНЫ институтом «Гидропроект» Минэнерго СССР.

ПОДГОТОВЛЕНЫ К УТВЕРЖДЕНИЮ Главным управлением капитального строительства Минэнерго СССР.

Вводятся впервые.

Министерство энергетики и электрификации СССР	Ведомственные строительные нормы	ВСН 49—86 Минэнерго СССР
	Проектирование временной крепи гидротехнических туннелей	Вводятся впервые

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие нормы распространяются на проектирование временной крепи при проходке гидротехнических туннелей, входящих в состав гидроузлов (ГЭС, ГАЭС, водохранилищ).

При проектировании временной крепи других подземных сооружений гидроэлектростанций (не гидротехнических туннелей, камер, машинных залов, трансформаторных помещений, уравнительных резервуаров и др.) разрешается пользоваться настоящими ВСН при надлежащем обосновании.

1.2. Нормы содержат правила по выбору и конструктивным решениям временной крепи в различных инженерно-геологических условиях проходки туннелей, а также основные положения по расчетам временной крепи.

1.3. Настоящие нормы не распространяются на проектирование временной крепи при проходке туннелей в особо сложных горно-геологических условиях, когда она осуществляется специальными способами (замораживание, битумизация, укрепительная цементация пород, проходка под сжатым воздухом) и со специальными видами крепей (забивная, опережающая, типа Бернольда).

1.4. Временная крепь должна обеспечить безопасность проходческих, строительных и монтажных работ, а также устойчивость выработок до возведения обделок.

Величина отставания временной крепи от забоя должна устанавливаться проектом производства работ или паспортом временного крепления. В породах низкой прочности и неустойчивых породах (приложение 1) отставание временной крепи не допускается.

1.5. Временную крепь следует проектировать на основе требований настоящих ВСН, а также результатов инженерно-геологических изысканий, содержащих сведения о плотности пород, их прочностных, сдвиговых и деформативных характеристиках, коэффициенте крепости в образце и массиве, трещиноватости массива,

Внесены институтом «Гидропроект» имени С. Я. Жука	Утверждены Минэнерго СССР	Срок введения в действие
	17 июня 1986 г. приказом № 131а	1 сентября 1986 г.

агрессивности подземных вод, возможности набухания и пучения пород.

Тип временной крепи выбирается в проекте на основе сопоставления технико-экономических расчетов вариантов крепи. Выбранный вариант должен обеспечить минимальные трудовые затраты и расход материалов и других ресурсов в заданных инженерно-геологических и технологических условиях.

1.6. Возраст (срок твердения) бетонов и растворов временной крепи и соответствующие их проектные характеристики следует принимать с учетом времени вступления крепи в работу и продолжительности ее использования.

1.7. Расчетное время до включения крепи в работу не должно превышать времени, в течение которого незакрепленная выработка сохраняет устойчивость без вывалов и отслоений породы. Срок сохранения выработкой устойчивого состояния должен устанавливаться, как правило, экспериментально в натурных условиях. На стадиях ТЭО и проект допускается определять это время по аналогам.

1.8. Временная крепь, кроме деревянной, должна служить, как правило, составной частью или элементом постоянной обделки туннелей и соответствовать требованиям СНиП 2.06.09—84.

В напорных туннелях оставление деревянной затяжки за рамным креплением не допускается.

1.9. В монолитных слаботрещиноватых весьма устойчивых и устойчивых породах (приложение 1, табл. 3) допускается оставлять выработки в целом или только их стены без временной крепи или с покрытием набрызгбетоном для предохранения породы от выветривания.

1.10. При выборе типа временной крепи следует использовать коэффициент крепости породы в образце; при расчетах временной крепи принимаются прочностные и другие характеристики, относящиеся к породному массиву.

На стадиях ТЭР и ТЭО при отсутствии конкретных данных допускается основные параметры горных пород принимать по таблицам приложения 1, допускается очертания и размеры зоны нарушенных пород определять по вероятностно-статистической методике НИИОСП им. Н. М. Герсеванова *.

1.11. Проектирование временной крепи следует выполнять в две стадии: проект и рабочая документация.

Определение общей протяженности, типов и параметров временной крепи, статические ее расчеты должны выполняться одновременно с проектированием постоянной обделки туннеля.

В дополнение к составу рабочей документации, соответствую-

---

* Алгоритмы и программы решения на ЭВМ статистических задач оценки устойчивости горных выработок. НИИОСП, М. 1979 г.

щей требованиям СНиП 1.02.01—85, должны быть выполнены на основании уточненных инженерно-геологических данных статические расчеты и составлены паспорта временной крепи согласно рекомендуемому приложению 7.

1.12. Срок службы временной крепи до возведения постоянной обделки определяется проектом организации работ с учетом п. 4.2.

1.13. Классы бетона и набрызгбетона надлежит принимать в соответствии со СНиП 2.06.09—84, показатели их — по СНиП 2.03.01—84, марки стали и их показатели — по СНиП II-23—81.

1.14. В районах высокой сейсмичности следует устанавливать срок работы временной крепи не более 1 мес или рассчитывать ее на сейсмические нагрузки в соответствии со СНиП II-7—81.

2. ТИПЫ ВРЕМЕННОЙ КРЕПИ. КОНСТРУКЦИИ. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

2.1. При проходке подземных горных выработок в гидротехническом строительстве применяются следующие типы временной крепи: набрызгбетонная, анкерная, самостоятельно и в сочетании с набрызгбетоном, а также армокаркасная, металлическая арочная, сборная железобетонная и в исключительных случаях монолитная бетонная.

2.2. Крепи могут быть жесткой и податливой конструкции. Податливость крепи обеспечивается применением материала с низким модулем упругости, податливых прокладок и конструктивных узлов податливости.

2.3. При технико-экономическом сравнении вариантов выбор типа временной крепи выработок, проходимых в грунтах II, III и IV категорий устойчивости (приложение 1, табл. 3) следует производить по табл. 1 основного текста с учетом принятой технологии проходки и возведения постоянной обделки.

Анкерная крепь

2.4. Анкерная крепь (приложение 2) в слаботрещиноватых породах может применяться без усиления. В средне- и сильнотрещиноватых породах она должна применяться с металлической сеткой. В сильнотрещиноватых породах между анкерами устанавливается арматура (подхваты), которая приваривается к анкерам.

2.5. Анкеры следует устанавливать рядами. При отсутствии четко выраженного напластования анкеры надлежит располагать радиально. При явно выраженном слоистом строении массива анкеры должны располагаться вкрест простирания слоев при максимально возможном пересечении систем трещин.

2.6. Для временной крепи выработок следует применять конструкции анкеров:

железобетонные (анкер из стали периодического профиля, омоноличенный цементным или цементно-песчаным раствором);

сталеполимерные (анкер из стали периодического профиля, омоноличенный составом с использованием синтетических смол);

металлические с замками разной конструкции.

2.7. Диаметр шпуров под железобетонные анкеры должен превышать диаметр штанги не менее, чем на 15 мм, для сталеполимерных анкеров — не менее чем на 10 мм, а для металлических анкеров разница диаметров шпура и замка анкера не должна превышать 8 мм.

2.8. Анкеры временной крепи должны соответствовать следующим требованиям:

— стержень металлических анкеров должен изготавливаться из стали периодического профиля, а резьба на нем выполняться накаткой; нарезка резьбы допускается в том случае, если ослабление сечения учитывается в расчете;

— стержень омоноличиваемых анкеров должен изготавливаться из арматурной стали А-III или А-II.

— опорные плитки должны иметь стороны (или диаметр) не менее 100 мм при толщине не менее 5 мм.

Набрызгбетонная крепь

2.9. Набрызгбетон должен иметь класс не ниже $B_t2{,}4$. Прочность его на растяжение в возрасте 1 сут должна быть не ниже 0,7—1,0 МПа (7—10 кгс/см^2), в возрасте 28 сут — 2,5—3,0 МПа (25—30 кгс/см^2).

При проходке выработок в породах III и IV категорий устойчивости применение набрызгбетона без ускорителей твердения допускается лишь при специальном обосновании.

Для получения бетонов повышенной прочности в качестве наполнителя допускается применение сечки из стальной проволоки, полимерных и других волокон.

2.10. Набрызгбетон должен, как правило, применяться в сочетании с анкерами или металлической крепью, а в отдельных случаях с устройством цементации приконтурного слоя.

В сильнотрещиноватых породах покрытие из набрызгбетона следует производить по металлической сетке (армированный набрызгбетон). Для этой цели применяется плетеная сетка с размерами ячейки от 50×50 до 10×10 см в соответствии ГОСТ 5336—80. Сетка должна быть подвешена к анкерам и прижата к поверхности выработки.

2.11. Толщина покрытия из набрызгбетона должна быть не менее

для расчетного	5 см
для защитного	3 см.

2.12. Набрызгбетон в сочетании с анкерами следует применять в качестве временной крепи, если его толщина по расчету не превышает 10 см. При большей расчетной толщине необходимо выполнить технико-экономическое сравнение с вариантом армированного набрызгбетона.

2.13. Во всех случаях величина сцепления набрызгбетона (в возрасте 28 сут) с грунтом должна быть не менее прочности самого грунта на разрыв (для малопрочных или сильнотрещиноватых грунтов) или не менее 0,4 МПа (40 тс/м^2) (для скальных грунтов).

Набрызгбетон в сочетании с укреплением приконтурного слоя следует применять в средне- и сильнотрещиноватых породах с раскрытыми трещинами, способными принимать инъекционный раствор при давлении 0,3—0,5 МПа (3—5 атм) не менее 10 л на 1 м длины скважины. Глубина упрочнения принимается 1,0—1,5 м.

Крепь из армокаркасов

2.14. Армокаркасы постоянной обделки туннеля допускается использовать в качестве временной крепи (до бетонирования постоянной обделки) при достаточной несущей их способности для восприятия горного давления.

Расположение элементов в армокаркасах должно соответствовать целесообразному их использованию в железобетонной обделке. Пространственные армокаркасы могут объединять две и более плоские армофермы (конструкцию см. в приложении 3).

2.15. Армокаркасы, используемые как временная крепь, конструируются из стержней рабочей арматуры, расположенных в сжатой и растянутой зонах постоянной железобетонной обделки, связанных между собой косыми и поперечными стержнями.

При конструировании армокаркаса допускается замена сжатых элементов из круглой стали на угловую прокатную сталь.

2.16. Для обеспечения общей пространственной устойчивости временной крепи из армокаркасов служит распределительная арматура постоянной обделки, предусмотренная вдоль туннеля. Могут быть использованы также анкеры и другие конструктивные меры.

Металлическая крепь

2.17. Металлическая рамно-арочная крепь состоит из арок или рам, выполненных из прокатных профилей. В пределах сводовой части рамы могут иметь криволинейное или полигональное очертание и должны вписываться в габариты постоянной обделки (см. конструкцию в приложении 4). Крепь криволинейного очерта-

ния изготовляется путем гнутья. Для удобства транспортировки рамы могут быть расчленены на части с последующей их сборкой на месте. Стыки могут выполняться с помощью накладок на болтах с последующей сваркой.

2.18. В нескальных грунтах и сильнотрещиноватых скальных породах при наличии значительного бокового давления или давления со стороны подошвы арочная крепь должна выполняться замкнутой.

2.19. Расстояние между арками следует принимать по расчету, но не более 1,5 м.

Арки надлежит раскреплять между собой и в грунт с одновременной затяжкой кровли и боков, согласно паспорту крепи. Раскрепление арок должно обеспечить геометрическую неизменяемость формы крепи.

В продольном направлении арки временной крепи жестко соединяются в каркас стягивающими и распорными элементами (см. приложение 4). Такие элементы размещаются по периметру арки в соответствии с расчетом, но не более, чем через 1,5 м. В поперечном направлении арки расклиниваются в породу.

Для увеличения жесткости стоек арок может быть выполнено обетонирование их частично или на полную высоту.

2.20. В качестве затяжки надлежит использовать металлическую сетку, набрызгбетонное покрытие, армоцементные плиты. Затяжка из деревянных досок допускается на участках, где отпор породы не учитывается в расчете постоянной обделки.

2.21. Для обеспечения минимального защитного слоя при использовании арок в качестве арматуры постоянных обделок в конструкции временной крепи должны быть предусмотрены специальные элементы-фиксаторы (см. приложение 4).

2.22. В наклонных выработках следует предусматривать усиленную связь арочной крепи с породным массивом с помощью анкеровки элементов временной крепи к массиву опорными венцами и другими мерами усиления связи крепи с массивом горных пород.

2.23. При буровзрывном способе производства работ применение арочной крепи должно сочетаться, как правило, с применением контурного взрывания.

Сборная железобетонная крепь (СЖБК)

2.24. Сборные элементы СЖБК должны быть заводского изготовления (конструкцию см. в приложении 5).

2.25. При проектировании СЖБК выбор конструкции и сборных элементов должен быть увязан с номенклатурой соответствую-

щих изделий, выпускаемых или намечаемых к выпуску промышленностью. Проектирование новых, неосвоенных промышленностью, СЖБК должно быть обосновано детальным технико-экономическим расчетом и согласовано с заводом-изготовителем.

2.26. После установки СЖБК должна быть выполнена заполнительная цементация.

Монолитная бетонная крепь (МБК)

2.27. Монолитная бетонная крепь, как правило, располагается за пределами габаритов обделки из-за невозможности гарантировать качество бетона и разместить арматуру обделки в сечении временной крепи.

Оставление за опалубкой МБК вывалов породы более 0,1 м^3, как правило, не допускается.

2.28. Для бетонной смеси рекомендуется использовать пластификаторы и ускорители схватывания и твердения бетона, не вызывающие снижения качества бетона *.

Монолитная бетонная крепь выполняется, как правило, с использованием передвижного щита-опалубки и применением литого бетона (см. приложение 6).

Область применения различных типов временной крепи

2.29. Предварительный выбор типа временной крепи в зависимости от категории устойчивости и крепости породы в образце следует производить по табл. 1 и уточнять технико-экономическим сравнением вариантов.

2.30. Металлические анкеры следует устанавливать в выработках при слоистых грунтах и в грунтах, сохраняющих устойчивость в течение короткого времени (до 1 сут).

2.31. Сталеполимерные анкеры рекомендуется применять в грунтах, требующих быстрого закрепления, в породах с $f \geqslant 3$. В обводненных породах могут применяться сталеполимерные и сталешлакосиликатные анкеры при обязательном проведении предварительных испытаний в конкретных условиях.

---

* Временная инструкция по применению литых бетонов в энергетическом строительстве ВСН 27-81/Минэнерго СССР, М.: 1981.

Руководство по применению химических добавок в бетон, НИИЖБ Госстроя СССР, М.: Стройиздат, 1980.

Рекомендации по применению бетонов и растворов с добавками полимеров, НИИЖБ Госстроя СССР, М.: Стройиздат, 1985.

Таблица 1

Категория устойчивости пород	Характер устойчивости пород	Коэффициент крепости породы в образце			
		$f>8$	$f=5-8$	$f=3-4$	$f=1-2$
I	Весьма устойчивые	Без крепи	Без крепи — отдельные анкеры	Без крепи Анкеры Анкеры + набрызгбетон	—
II	Устойчивые	Без крепи — отдельные анкеры	Без крепи — отдельные анкеры	Анкеры Анкеры + набрызгбетон	Анкеры + набрызгбетон * Металлические арки
III	Средней устойчивости	Анкеры	Анкеры Анкеры + набрызгбетон	Анкеры + набрызгбетон Армокаркасы	Металлические арки МБК
IV	Слабой устойчивости	—	Армокаркасы СЖБК Металлические арки Анкеры + набрызгбетон *	Анкеры + набрызгбетон * СЖБК Металлические арки Податливая крепь МБК	СЖБК Металлические арки Податливая крепь МБК
V	Неустойчивые	—	—	СЖБК **	**

* Крепи могут применяться при экспериментальном обосновании.

** Крепление осуществляется вплотную к забою, проходка выполняется специальными способами. *Обязательно крепление лба забоя.*

Категории устойчивости пород определяются по приложению 1.

2.32. В вечномерзлых грунтах железобетонные анкеры следует устанавливать с применением растворов с добавками, ускоряющими схватывание и твердение или производить электропрогрев для обеспечения твердения раствора.

2.33. Монолитную бетонную крепь допускается применять при проходке туннелей в слабоустойчивых породах. Пролет выработки, как правило, не должен превышать 8,0 м. Если в проекте проходки туннеля монолитная бетонная крепь не была предусмотрена, то применение ее в рабочих чертежах должно быть согласовано с генеральной проектной организацией.

2.34. В тех случаях, когда при проходке туннеля комбайнами (туннелепроходческими машинами) в породах II и III категорий устойчивости выработка на участке от комбайна до постоянной обделки туннеля не сохраняет необходимой устойчивости, рекомендуется применять следующие виды временной крепи:

— при проходке туннеля комбайнами стрелового типа (избирательного действия) — анкерную самостоятельно и с металлическими подхватами между анкерами, набрызгбетон, облегченные металлические арки и их сочетания;

— при проходке туннеля комбайнами роторного типа (на полное сечение выработки) — анкерную самостоятельно и с металлическими подхватами, сборные плоские армофермы, металлические арки, СЖБК.

2.35. Туннели, проходимые в породах III и IV категорий устойчивости, в условиях большого горного давления рекомендуется закреплять податливой крепью.

2.36. Деревянные крепи применяются в особых случаях при проходке выработок в сложных инженерно-геологических условиях по частям сечения.

2.37. В пучащих грунтах могут применяться анкерная, сборная железобетонная и монолитная бетонная крепи.

3. НАГРУЗКИ НА ВРЕМЕННУЮ КРЕПЬ

3.1. Нагрузками на временную крепь при проходке туннелей являются вертикальное и горизонтальное горное давление, собственный вес крепи. При расчетах анкерной и арочной крепей их собственным весом допускается пренебрегать.

3.2. Горное давление на временную крепь, прочность которой возрастает с течением времени (набрызгбетон, железобетонные анкеры, бетон), следует определять как на момент вступления этой крепи в работу, так и на момент вступления в работу постоянной обделки туннеля; при этом должно учитываться изменение прочности набрызгбетона, раствора и бетона во времени.

3.3. Вертикальное нормативное равномерно распределенное симметричное горное давление на временную крепь g_{qzn} (кН/м²) следует определять:

— в породах с коэффициентом крепости $f<4$ по формуле

$$g_{qzn}=\beta\rho g h_q,\ \text{кН/м}^2, \qquad (1)$$

где β — коэффициент, принимаемый равным 0,7 при пролете выработки $b\leqslant 5{,}5$ м, равным 1,0 при $b\geqslant 7{,}5$ м и по интерполяции между 0,7 и 1,0 при $5{,}5<b<7{,}5$; ρ — плотность грунта, т/м³; g — 10 м/с²; h_q — высота свода обрушения, принимаемая равной $h_q=\frac{b_q}{2f_м}$; b_q — пролет свода обрушения, принимаемый равным

$$b_q=b+2ht g\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right),\ \text{м}; \qquad (2)$$

h, b — соответственно высота и пролет выработки, м; φ — кажущийся угол внутреннего трения грунтового массива, принимаемый равным $\varphi=\operatorname{arctg} f_м$;

— в породах с коэффициентом крепости $f\geqslant 4$ по формуле

$$g_{qzn}=\beta\rho g h_{q_1},\ \text{кН/м}^2, \qquad (3)$$

где h_{q_1} — глубина нарушенной зоны породы, определяемая натурными исследованиями, а на стадии предварительных расчетов принимаемая равной

$$h_{q1}=k_a b,\ \text{м}, \qquad (4)$$

где k_a — коэффициент, определяемый по табл. 2.

Таблица 2

Коэффициент крепости породы в образце	Коэффициент k_a при степени трещиноватости пород		
	Слаботрещиноватые $M_т<1{,}5$	Среднетрещиноватые $1{,}5<M_т<5$	Сильнотрещиноватые $5<M_т<30$
4	0,20	0,25	0,30
От 5 до 8	0,10	0,20	0,25
10 и более	0,05	0,10	0,15

Примечания: 1. В вечномерзлых грунтах величину нарушенной зоны следует определять так же как для немерзлых, но не меньше зоны оттаивания в период строительства (1—2 м).

2. В слаботрещиноватых грунтах при глубине нарушенной зоны более 1,5 м нормативное вертикальное горное давление надлежит уменьшать на 20%.

3. При расчетах параметров временной крепи выработок, проходка которых производится комбайнами, учитывая отсутствие нарушений грунта по периметру выработки взрывами, величину нагрузки на временную крепь, определенную согласно пп. 3.1—3.5, допускается снижать на 30%.

3.4. Вертикальное нормативное горное давление на набрызгбетонную крепь, работающую совместно с анкерами или металлическими арками, следует определять по формуле

$$g_{qzn} = \frac{a \rho g}{f_м}, \text{ кН/м}^2, \quad (5)$$

где a — шаг анкеров или расстояние между арками, м.

3.5. Особенности определения нагрузок на монолитную бетонную крепь приведены в приложении 6.

3.6. В грунтах с $f \geqslant 4$ горизонтальное давление, как правило, не учитывается.

В грунтах с $f < 4$ горизонтальное горное давление принимается равным

$$g_{qxn} = \rho g (h_q + 0{,}5\, h) \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \text{ кН/м}^2. \quad (6)$$

Независимо от крепости грунтов при высоте стен более 6 м горное давление на все виды крепи определяется из условия предельного равновесия сползающей призмы грунтов (см. приложение 2).

3.7. Вероятность возникновения явления пучения определяется анализом литологии пород и структуры массива. На стадии проект нагрузка от пучения оценивается по аналогам, на стадии рабочей документации — по натурным наблюдениям.

Наличие горного давления от набухания определяется результатами лабораторных исследований образцов пород на набухаемость. На стадии проект давление оценивается по аналогам, на стадии рабочей документации — по натурным наблюдениям.

3.8. В отдельных геологических условиях следует предусматривать возможность несимметричного загружения конструкции горным давлением.

4. РАСЧЕТ ВРЕМЕННОЙ КРЕПИ

4.1. Расчет временной крепи гидротехнических туннелей следует производить по предельным состояниям первой группы — по несущей способности с проверкой, в случае необходимости, устойчивости формы конструкции на расчетные нагрузки.

4.2. При расчетах усилий следует учитывать коэффициент надежности по нагрузкам γ_f в соответствии с табл. 3.

При расчетах сечений временной крепи необходимо вводить следующие коэффициенты: коэффициент надежности по назначению сооружений $\gamma_n = 1{,}1$, коэффициент сочетаний нагрузок $\gamma_{lc} = 0{,}9$ ($\gamma_n \gamma_{lc} \cong 1$), коэффициент условий работы γ_c, принимаемый по табл. 4.

Таблица 3

Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузкам γ_f при сроке работ крепи	
	до 1 мес	от 1 до 2 мес
Вертикальное горное давление при сводообразовании	1,0	1,25
Вертикальное горное давление от веса всей толщи пород или от веса зоны нарушенной породы	1,0	1,05
Горизонтальное горное давление	1,0	1,1
Вес конструкции	1,2	1,2

Примечание. При работе временной крепи более двух месяцев нагрузки на нее, а также коэффициенты надежности и условий работы определяются как для обделок туннелей по главе СНиП 2.06.09-84.

Таблица 4

Конструкции	Коэффициент условий работы γ_c
Бетонные	1,0
Железобетонные сборные	1,1
Стальные	1,0

4.3. Расчеты сечений бетонной и железобетонной крепи должны производиться в соответствии с главой СНиП II-56-77, стальной — со СНиП II-23-81.

4.4. Расчет временной металлической, бетонной и железобетонной сборной крепи следует производить с учетом отпора породы при коэффициенте крепости в массиве $f_м \geqslant 1$.

Расчет анкерной крепи

4.5. Шаг анкеров (a) в продольном и поперечном направлениях принимается наименьшим (но не менее 1 м), исходя из условий:

а) образования грунтового свода по формуле

$$a = l_a - \frac{k_b g_{qz}}{c}(l_a + b), \text{ м}, \qquad (7)$$

где длина анкеров

$$l_a = h_{q1} + l_{q1}, \text{ м}; \qquad (8)$$

h_{q_1} — глубина нарушенной зоны, м; l_{q_1} — глубина заделки анкера за пределы нарушенной зоны, принимается 0,5—0,7 м; b — пролет выработки, м; c — сцепление грунта, принимаемое по данным натурных исследований; для предварительных расчетов допускается принимать $c = 0{,}03f$, МПа ($c = 3f$ тс/м^2); g_{qz} и c следует принимать в едином измерении, k_b — коэффициент, принимаемый по табл. 5.

Таблица 5

Коэффициент крепости $f_м$	Коэффициент k_b при формах сечения выработки	
	I	II—IV и круговом
До 5	0,2	0,25
Более 5	0,25	0,3

б) устойчивости грунтов между анкерами по формуле

$$a = \frac{l_a}{3}\sqrt{\frac{c}{g_{qz}}}; \qquad (9)$$

в) прочности закрепления анкера по формулам

$$a = \sqrt{\frac{N_a}{\rho g h_{ql}}}; \qquad N_a \leqslant \frac{\pi d^2}{4} R_{sl}, \qquad (10)$$

где d—диаметр стержня анкера, см; R_{sl} — расчетное сопротивление стального стержня растяжению по пределу текучести, МПа; N_a — расчетная несущая способность анкера, определяемая натурными исследованиями в расчетное время вступления крепи в работу, а на предварительной стадии в соответствии с табл. 6.

Таблица 6

Тип анкеров	Расчетная несущая способность анкеров в зависимости от факторов, кН (тс)			
	Время вступления крепи в работу, сут			
	1	2	3	7 и более
1. Железобетонные без ускорителя твердения	30—50 (3—5)	50—70 (5—7)	70—90 (7—9)	90—110 (9—11)
то же с ускорителем твердения	50—70 (5—7)	70—80 (7—8)	80—100 (8—10)	100—120 (10—12)
2. Сталеполимерные	80—100 (8—10)	100—120 (10—12)	120—140 (12—14)	140—160 (14—16)

	Коэффициент крепости породного массива $f_м$		
	3—5	6—10	11 и выше
3. Металлические клиновые	30—40 (3—4)	50—70 (5—7)	30—40 (3—4)
4. Металлические распорные	40—60 (4—6)	70—90 (7—9)	70—90 (7—9)

Примечания: 1. При установке железобетонных и сталеполимерных анкеров в обводненном массиве или породах, обладающих низкой адгезией (глинистые грунты, соль и пр.) значения несущей способности следует снижать в 1,5 раза.

2. В таблице большее значение несущей способности дано для слаботрещиноватых пород, меньшее — для сильнотрещиноватых.

4.6. В том случае, если по усилию в анкере значение шага анкеров получается менее 1,0 м, необходим переход на другой тип анкера, несущая способность которого должна обеспечивать принятый шаг $a=1{,}0$ м.

Примечание. При известных значениях несущей способности анкеров и сцепления набрызгбетона с грунтом (в расчетные сроки), определенные натурными испытаниями, параметры крепи рекомендуется уточнять в соответствии с приложением 2.

4.7. При высоте выработки, считая от подошвы до пяты сводовой части, равной или менее 6 м, анкерное крепление стен принимается таким же, как и сводовой части выработки.

При высоте стен выработки более 6 м расчет анкерной крепи, надлежит вести по следующей методике.

По ориентации систем трещин в горном массиве определяются потенциально неустойчивые блоки породы в стенах, которые могут сползти в выработку. Устойчивость таких блоков рассчитывается из условий предельного равновесия с учетом сил трения и скольжения, действующих в породном массиве и временной крепи. По данным расчета устойчивости определяются основные параметры анкерной крепи: длина анкеров в зависимости от места их установки, расстояние между анкерами по высоте стены, тип и размеры анкера. Порядок расчета приведен в приложении 2.

Расчет набрызгбетонной крепи

4.8. Толщину крепи из набрызгбетона в сводовой части выработки следует определять по формуле

$$h_k = 0{,}35\, a \sqrt{\frac{g_{qzn}}{\gamma_c \gamma_t R_{btn}}}, \text{ м}, \qquad (11)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, который принимается для армированного набрызгбетона $\gamma_c=1{,}0$; для неармированного $\gamma_c=0{,}6$; R_{btn} — нормативное сопротивление набрызгбетона растяжению, МПа; $g_{qzn}=\frac{apg}{f_м}$ — нормативное вертикальное горное давление на оболочку из набрызгбетона, МПа; γ_t — коэффициент, учитывающий возраст набрызгбетона, который определяется эксперимен-

тально. На предварительных стадиях проектирования γ_t допускается принимать по табл. 7.

Таблица 7

Наличие ускорителя в смеси	Значения γ_t при возрасте, сут		
	1	2	3
Без ускорителя	0,2	0,25	0,35
С ускорителем	0,3—0,4	0,3—0,4	0,4—0,45

4.9. Толщину неармированного покрытия набрызгбетоном стен выработки рекомендуется принимать равной половине толщины покрытия свода, но не менее 3 см.

Толщина армированного набрызгбетонного покрытия стен выработки определяется как и для ее сводовой части, по формуле (11).

Пример расчета набрызгбетонной крепи приведен в приложении 2.

Расчет крепи из армокаркасов

4.10. Армокаркасы проектируются в виде пространственной конструкции по условиям жесткости из плоскости армоферм и удобства монтажа. Каркасы имеют прямоугольное сечение и включают обычно две армофермы. Опирание каркаса принимается шарнирным и расчет его производится на горное давление с учетом отпора породы. Расчет выполняется на ЭВМ с помощью программы ТКІА, БАРСС и др. Определяются усилия в сечениях рамы.

Усилия в поясах рассчитываются по формуле

$$N_{\text{п}}=\frac{N}{2}\pm\frac{M}{h_0}, \tag{12}$$

в раскосах

$$N_{\text{р}}=\frac{Q}{\sin\alpha}, \tag{13}$$

где M, N, Q — расчетные изгибающий момент, нормальная и поперечная силы в сечениях крепи; α — угол наклона раскоса к поясу; h_0 — расстояние между центрами тяжести поясов.

4.11. Устойчивость внецентренносжатых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента проверяется в соответствии с п. 5.27 главы СНиП II-23-81. Устойчивость поясов, раскосов и арки в целом проверяется по формуле

$$\frac{\gamma_n\gamma_{lc}N}{\varphi_e A}\leqslant R_y\gamma_c, \tag{14}$$

где A — площадь сечения элемента брутто; φ_e — коэффициент, определяемый по табл. 74 главы СНиП II-23-81; R_y — расчетное сопротивление стали сжатию и растяжению по пределу текучести; γ_n γ_{1c} — соответственно коэффициент надежности по назначению сооружения и коэффициент сочетания нагрузок принимаемые по п. 4.2; $\gamma_n \gamma_{1c} = 1$; γ_c — коэффициент условий работы принимается по табл. 6 СНиП II-23-81.

Проверка прочности армофермы производится в соответствии с п. 5.25 СНиП II-23-81 при $\frac{\gamma_n \gamma_{1c} N}{A_n R_y} > 0{,}1$ по формуле

$$\frac{\gamma_n \gamma_{1c} N}{A_n R_y \gamma_c} + \left(\frac{\gamma_n \gamma_{1c} M_x}{c_x W_{xn} R_y \gamma_c}\right)^n \leqslant 1, \qquad (15)$$

где $\gamma_c = 0{,}95$ (табл. 6 главы СНиП II-23-81) для арматурных стержней $c_x = 1{,}26$ (табл. 66 СНиП II-23-81), A_n, W_{xn} — площадь и момент сопротивления относительно оси прокатного профиля нетто; n, c_x — коэффициенты, принимаемые по приложению 5 СНиП II-23-81.

Устойчивость элементов из плоскости фермы определяется по формуле

$$\frac{\gamma_n \gamma_{1c} N}{c \varphi_y A} \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (16)$$

$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}$; приведенный эксцентриситет $m_x = \frac{M_{max}}{N} \frac{A_n}{W_x}$; α и β принимаются по табл. 10 главы СНиП II-23-81.

Ввиду частого расположения арматуры в направлении образующей в каркасе, такого расчета обычно производить не требуется.

Пример расчета и конструкции приведены в приложении 3.

Расчет металлической крепи

4.12. Рамно-арочная крепь рассчитывается, как правило, в предположении загружения горным давлением с учетом отпора породы. В качестве расчетной схемы конструкции следует принимать схемы с шарнирами в пятах.

Отпор породы в расчете принимается в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах крепи и направленных по биссектрисам соответствующих углов. Усилия в элементах крепи и реакции могут определяться графически построением диаграммы Кремоны.

Элементы крепи следует рассчитывать как статически определимые балки на двух опорах, нагруженные осевыми сжимающими силами и равномерно распределенной по длине нагрузкой от горного

давления. Этот же расчет может быть выполнен на ЭВМ по соответствующим программам, например, по программе ТКІА или БАРСС.

4.13. Шаг арочной крепи, исходя из расчетных усилий в ее элементах, может определяться условиями технологических возможностей завода-изготовителя металлоконструкций (например, поперечным сечением гнутой крепи) или наличием определенного профиля проката. В этом случае тип затяжки принимается после назначения шага рам. Для расчета шага рам может быть также принята за основу прочность и размеры затяжки, например, из сборного железобетона, после чего подбирается сечение элементов арочной крепи.

4.14. Расчет прочности сечений стальных элементов арочной крепи производится по формуле (15) п. 4.11.

Проверка устойчивости элементов постоянного сечения в плоскости действия момента выполняется по формуле (14) п. 4.11.

Проверка устойчивости внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия изгибающего момента производится по формуле (16). Из этого расчета определяется шаг продольных связей.

Пример расчета арочной (рамной) крепи приведен в приложении 4.

Расчет крепи из сборного железобетона

4.16. Сборная железобетонная крепь рассчитывается на полную нагрузку горным давлением и собственным весом как шарнирный многоугольник в упругой среде, подчиняющейся гипотезе Винклера. Расчет выполняется на ЭВМ по соответствующей программе для стержневой конструкции. Окружающая среда представляется упругими опорами, работающими только на сжатие. В месте стыков блоков вводятся шарниры. Расчет может быть выполнен по программе ТКІА.

4.17. Проверка прочности железобетонных сечений производится в соответствии с главой СНиП II-56-77 при учете коэффициентов, приведенных в настоящем разделе. Классы бетона следует назначать в соответствии со СНиП 2.06.09-84.

Расчет монолитной бетонной крепи

4.18. Монолитная бетонная крепь рассчитывается на нагрузку от собственного веса и горного давления, как рама в упругой среде, подчиняющейся гипотезе Винклера. Расчет производится с учетом образования пластических шарниров на ЭВМ по программе ТКІА.

4.19. Определение распалубочного возраста, технологические требования к возведению крепи, конструкция щита-опалубки, а также пример расчета крепи приведены в приложении 7.

4.20. Толщина временной крепи из монолитного бетона определяется на стадии проект.

Расчет податливой крепи

4.21. Расчет податливой крепи производится по специальным инструкциям.

Определение коэффициента отпора породы

4.22. Коэффициент отпора породы для расчета СЖБК и МБК допускается выполнять по формулам

а) для круговой крепи $K = \frac{100 K_0}{r_e}$;

б) для некруговой крепи $K = \frac{100 K_0}{0{,}5\, b}$;

в) под пятами разомкнутой крепи $K_п = \frac{100 K_0}{1{,}34\,(1 - \nu)\, b_{оп}}$,

где K_0—коэффициент удельного отпора, Н/см³. На предварительных стадиях допускается использовать график рис. 1; r_b — радиус вы-

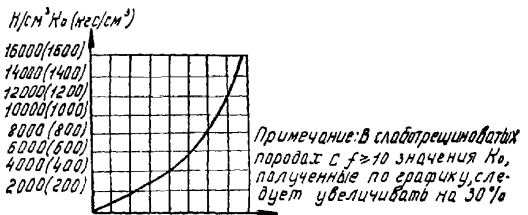


Рис. 1. График зависимости коэффициента удельного отпора K_0 от коэффициента крепости породы f для трещиноватых пород

работки, см; b — ширина выработки, см; ν — коэффициент Пуассона; $b_{оп}$ — ширина опоры, см.

В случае отсутствия цементации при СЖБК должен учитываться коэффициент β в соответствии с графиком рис. 2.

4.23. При определении коэффициента удельного отпора породы для рамно-арочной крепи необходимо учитывать опирание ее по ширине полки и принимать распределение давления по толще за-

тяжки под углом 45° (рис. 2). Кроме того, должно быть учтено отсутствие цементации, бо́льшая податливость забутовки.

Коэффициент отпора породы при расчете арочной крепи допускается определять по формуле

$$K_{кр} = \frac{K_0 \beta_1 \varepsilon 100}{0{,}5\, b},$$

где β_1 — коэффициент, учитывающий деформативность забутовки между крепью и породой, который допускается определять по графику рис. 2; b — ширина пролета, см; ε — коэффициент, учитываю-

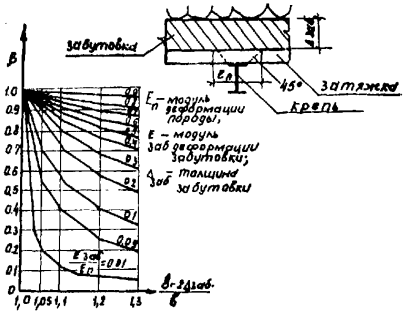


Рис.2 Определение коэффициента β

щий ширину контакта крепи с породой $\varepsilon = \frac{b_п}{l_м}$; $b_п$ — ширина контакта, м.

При отсутствии исходных данных допускается принимать $K_{кр} = (0{,}02—0{,}04)\,K$.

Передача усилий от крепи на породу должна быть тщательно обеспечена в местах фактического наличия таких усилий (в районе горизонтального диаметра и в пятах).

5. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА ВРЕМЕННОЙ КРЕПИ

5.1. Для проверки качества установки крепи и корректировки паспортов крепи следует предусматривать в проектной документации мероприятия, обеспечивающие входной, операционный и приемочный контроль, согласно требованиям СНиП 3.01.01-85.

5.2. Входной контроль конструкций и материалов, применяемых для крепи, осуществляется организацией, выполняющей работы по ее возведению.

Операционный и приемочный контроль осуществляется инженерно-техническим персоналом (исполнитель, авторский надзор и заказчик), из состава которого создается постоянно действующая служба контроля.

5.3. Операционный контроль при возведении обделок из набрызгбетона должен включать контроль толщины обделки по маякам, а при их отсутствии — щупами из проволоки (не менее 3-х замеров на каждые 100 м² покрытия); допустимое местное отклонение толщины от проектной до 30%.

5.4. Операционный контроль при возведении анкерной крепи должен включать:

— контроль глубины шпуров с точностью до 10 см;

— контроль направления шпуров с точностью до 10°;

— контроль расстояния между шпурами с точностью до 10 см;

— контроль натяжения металлических анкеров с точностью до 10 кН.

5.5. Операционный контроль при установке металлической крепи должен включать контроль соединений, а также расстояния между арками с точностью до 10 см.

5.6. Операционный контроль за состоянием крепи в грунтах III категории устойчивости должен включать наблюдения за относительными деформациями (с помощью сигнализаторов деформаций, индикаторов смещений) или абсолютными деформациями — методом маркшейдерских замеров.

Наблюдения должны осуществляться в контрольных створах, организуемых в местах выхода тектонических зон на расстоянии 2/3 высоты стены от подошвы выработки и в середине пролета свода.

В породах I и II категорий устойчивости операционный контроль за состоянием крепи заключается в ежедневном ее визуальном осмотре. В породах IV категории устойчивости операционный контроль производится по специальной инструкции.

5.7. Приемочный контроль при возведении бетонных и набрызгбетонных крепей должен включать контроль прочности бетона и набрызгбетона испытанием на каждые 100 м³ бетона или каждые 200 м² закрепленной набрызгбетоном поверхности не менее трех образцов кубов в распалубочном возрасте или в возрасте вступления крепи в работу.

Допускается контроль прочности бетона проводить неразрушающим методом. Объем проверки — не менее 30 испытаний на 200 м² крепи. Допускается отклонение результатов от проекта только в большую сторону.

В приемочный контроль входит испытание набрызгбетона на сцепление с породой (не менее трех рамок на каждом характерном инженерно-геологическом участке).

5.8. Приемочный контроль анкерной крепи должен включать:

— контроль прочности омоноличивающего раствора испытанием на каждые 100 анкеров не менее трех образцов — кубов в возрасте 7 сут;

— контроль несущей способности анкеров испытанием на выдергивание домкратом трех анкеров в возрасте 7 сут из 100 установленных, а также в расчетном возрасте.

5.9. Проведение всех видов контроля за состоянием и работой временной крепи должно фиксироваться в журнале авторского надзора и в горном журнале.

Приложение 1
Обязательное

Таблица 1

Основные параметры и характеристика пород (в образце)

Наименование грунтов	Плотность, т/м³	Коэффициент крепости в образце, f	Кажущийся угол внутреннего трения, град. φ	Коэффициент Пуассона ν	Категория крепости пород по СНиП IV-2-82 сб. 29
1	2	3	4	5	6
Магматические породы мелкозернистые невыветрелые исключительной прочности (диабазы, габбро, диориты, джеспилиты, порфириты и др.) и метаморфические породы мелкозернистые невыветрелые исключительной крепости (кварциты и др.), сливные кварцы.	2,8—3,0	19—25	87	0,09—0,14	XI
Магматические породы мелкозернистые невыветрелые очень прочные (диабазы, диориты, граниты, базальты, андезиты и др.) и метаморфические породы мелкозернистые невыветрелые очень прочные (кварциты, роговики и др.).	3,1—3,3	17—19	87	0,1—0,15	X
Кремень, кварцитовые песчаники, известняки невыветрелые исключительной прочности мелкозернистые.	3,0	15—17	86	0,15—0,2	X
Магматические породы среднезернистые невыветрелые и слабовыветрелые прочные (граниты, диабазы, сиениты, порфириты, трахиты и др.) и метаморфические породы среднезернистые невыветрелые прочные (кварциты, гнейсы, амфиболиты и др.).	2,7—3,0	12—15	85	0,1—0,2	IX

Продолжение табл. 1

1	2	3	4	5	6
Песчаники мелкозернистые окварцованные, известняки и доломиты очень прочные, мраморы очень прочные, кремнистые сланцы, кварциты с заметной сланцеватостью.	2,7—2,9	10—12	83	0,14—0,2	IX
Конгломераты и брекчии прочные на известковом цементе, доломиты и известняки прочные, песчаники прочные на кварцевом цементе.	2,7—2,9	8—10	82	0,14—0,2	VIII
Магматические породы крупнозернистые невыветрелые и слабовыветрелые (граниты, сиениты, змеевики и др.) и метаморфические породы, крупнозернистые невыветрелые (кварцево-хлоритовые сланцы и др.).	2,6—2,8	7—8	80	0,18—0,27	VIII
Аргиллиты и алевролиты прочные, магматические породы выветрелые (граниты, сиениты, диориты, змеевики и др.) и метаморфические породы выветрелые (сланцы и др.), известняки невыветрелые средней прочности, сидериты, магнезиты.	2,5—2,8	5—7	72,5	0,18—0,3	VII
Известняки и доломиты слабовыветрелые средней прочности, песчаники на глинистом цементе, метаморфические породы среднезернистые выветрелые (сланцы слюдистые и другие).	2,2—2,3	4—5	70	0,27—0,3	VI
Известняки и доломиты выветрелые средней прочности, мергель средней прочности, метаморфические породы крупнозернистые выветрелые средней прочности (глинистые, углистые, песчанистые и тальковые сланцы), пемза, туф, лиманиты, конгломераты и брекчии с галькой из осадочных пород на известково-глинистом цементе.	2,0	3—4	70	0,27—0,3	V

Продолжение табл. 1

1	2	3	4	5	6
Антрациты, крепкие каменные угли, конгломераты и песчаники средней прочности, алевролиты и аргиллиты средней прочности, опоки невыветрелые средней прочности, малахиты, лазуриты, кальциты, туфы выветрелые, крепкая каменная соль.	1,4—1,5	2—3	65	0,27	V
Аргиллиты и алевролиты малопрочные, опоки выветрелые средней прочности, известняки и доломиты выветрелые малопрочные, валунные грунты, каменный уголь средней крепости, крепкий бурый уголь.	1,4—2,0	1,5—2	60—65	0,25—0,27	IV
Глины карбонатные твердые, мел плотный, гипс, мелоподобные породы малопрочные, ракушечник слабо сцементированный, гравийные, галечниковые, дресвяные и щебенистые грунты с валунами. Каменный уголь мягкий, отвердевший лесс, бурый уголь, трепел, мягкая каменная соль, глины и суглинки твердые и полутвердые, содержащие до 10% гальки, гравия или щебня.	1,9—2,6	1—1,5	45—60	0,25—0,27	III
Глины и суглинки без примесей гальки, гравия или щебня, туго- и мягкопластичные, галечниковые, гравийные, щебенистые грунты плотного сложения, пески гравелистые, грунты с корнями и с примесями, шлак слежавшийся.	1,6—1,8	0,9—1,5	40—60	0,3—0,4	II

Таблица 2

Основные параметры и характеристики пород (в массиве)

Породы	Скорость упругих продольных волн, м/с	Коэффициент крепости в массиве, $f_м$	Модуль деформации в массиве, МПа (кгс/см²)	Коэффициент удельного отпора, Н/см³ (кгс/см³) K_0
1	2	3	4	5
Слабодеформируемые невыветрелые, слаботрещиноватые, слабоводопроницаемые скальные породы.	>4200	>8	более 10.000 (100.000)	более 4.000 (400)
Слабодеформируемые, слабовыветрелые, среднетрещиноватые, водопроницаемые скальные породы.	3500—4200	5—8	5.000—10.000 (50.000—100.000)	2.500—4.000 (250—400)
Сильнодеформируемые, от выветрелых до сильновыветрелых, сильнотрещиноватые скальные породы.	2000—3500	3—4	2.000—5.000 (20.000—50.000)	1.500—2.000 (150—200)
Сильнодеформируемые, сильновыветрелые, очень сильнотрещиноватые скальные породы.	1500—2500	1,5—2	1.000—2.000 (10.000—20.000)	750—1.000 (75—100)
Слабодеформируемые, слабовыветрелые и невыветрелые полускальные породы.	1500—2500	1,5—2	1.000—2.000 (10.000—20.000)	750—1.000 (75—100)

Примечания: 1. Коэффициент крепости для зон дробления разломов на глинистом цементе или без цемента принимается $f_м = 1$. В обводненной зоне дробления следует принимать $f_м = 0{,}5$.

2. В таблице приведены осредненные величины. Для разных типов пород при тех же значениях скорости упругих продольных волн величины $E_п$ могут отличаться от указанных в 0,6—1,5 раза. В зависимости от возраста, состояния и типа пород, способа проходки и диаметра выработки величины K_0 могут отличаться от указанных до 50% при тех же значениях скорости.

Таблица 3

КЛАССИФИКАЦИЯ
пород по характеру устойчивости в туннелях

Категория устойчивости пород	Характеристика устойчивости пород	Примерное описание пород
1	2	3
Весьма устойчивые I	Могут стоять без крепи и образования вывалов длительное время	Породы монолитные, массивные; возможно наличие, в основном, одной системы частных крутопадающих (более 60—70°) трещин, угол встречи линии простирания которых с осью туннеля более 50—60°. Часто трещины (и обломоч ные породы) сцементированы минеральными новообразованиями (кальцитом, кварцем, гипсом). Породы сухие и слабовлажные. Глинистые породы твердые, реже полутвердые. По отдельным трещинам возможен капеж.
Устойчивые II	Могут стоять без крепи и образования вывалов до 1 мес	Породы слабо-, среднетрещиноватые; грубо- и толстослоистые. Трещины преимущественно трех основных систем. Углы встречи линии простирания трещин — возможных поверхностей смещения пород с осью туннеля, в основном, более 20—30°. Глинистые породы твердые и полутвердые. По отдельным трещинам возможен капеж.
Средней устойчивости III	Могут стоять без крепи и образования вывалов до 1 недели	Породы слабо-, и среднетрещиноватые; толсто- и среднеслоистые, реже мелкослоистые. Трещины преимущественно от трех основных систем и более. Углы встречи линии простирания трещин — возможных поверхностей смещений пород — с осью туннеля до 10—20°. Глинистые породы туго, реже мягкопластичные. По трещинам возможен капеж и струйчатые водопроявления.

Продолжение табл. 3

1	2	3
Слабой устойчивости IV	Могут стоять без крепи и образования вывалов менее одного дня	Породы, в основном, средне- и сильнотрещиноватые; от средне- до тонкослоистых. Крупнообломочные брекчированные породы без цемента или со слабым цементом, конгломераты со слабым цементом. Трещины более трех основных систем. Углы встречи линии простирания трещин — возможных поверхностей смещения пород — с осью туннеля до 5°, реже до 10°. На поверхности трещин часто зеркала скольжения, слюдистые минеральные новообразования. Глинистые породы мягко-, реже тугопластичные. Свойственно наличие крупных тектонических трещин или мелких разломов. Породы часто влажные и сильновлажные, нередко водообильные. Характерны капеж и струйчатые водопроявления.
Неустойчивые V	Выработка нуждается в креплении вплотную ко лбу забоя	Породы сильнотрещиноватые, раздробленные; тонко- и мелкослоистые, валунные, галечниковые, гравийные, песчаные, щебенистые и дресвяные. Трещины более трех основных систем. Трещины, в основном, без заполнителя, на поверхности трещин характерны зеркала скольжения, слюдистые минералы. Угол встречи линии простирания трещин — возможных поверхностей смещения пород — с осью туннеля, преимущественно до 5°. Глинистые породы мягко- и текучепластичные. Породы часто влажные и сильновлажные, нередко водообильные. Характерны капеж и струйчатые водопроявления.

Примечания: 1. Характеристика трещиноватости пород дается относительно трещин без сцепления, либо с малой связностью.

2. Описания пород приведены для условий отсутствия возможности их выветривания и размокания при вскрытии в процессе проходки туннелей.

Приложение 2
Рекомендуемое

Расчет анкерной и набрызгбетонной крепи

I. Расчет анкерной и набрызгбетонной крепи при значениях несущей способности анкеров и сцепления набрызгбетона с грунтом (в расчетные сроки), определенных натурными испытаниями.

А. В грунтах I и II категории устойчивости, а также III категории при $f \geqslant 5$ следует определять:

— шаг анкеров, a, из условия обеспечения устойчивости породы между анкерами по формуле

$$a = \frac{h_{q_1}}{3}\sqrt{\frac{c}{g_{qz}}}; \qquad (1)$$

— длину анкеров, l_a, из условия формирования породно-анкерного свода по формуле

$$l_a = \frac{a + b\delta}{1 - \delta}, \qquad (2)$$

где b — пролет выработки, м; h_{q_1}, c — соответственно глубина нарушенной зоны, м, и сцепление в пределах нарушенной зоны, определяемые в соответствии с пп. 3.3 и 4.5 основного текста; g_{qz} — нагрузка на крепь, принимаемая в соответствии с пп. 3.2—3.4 настоящих ВСН.

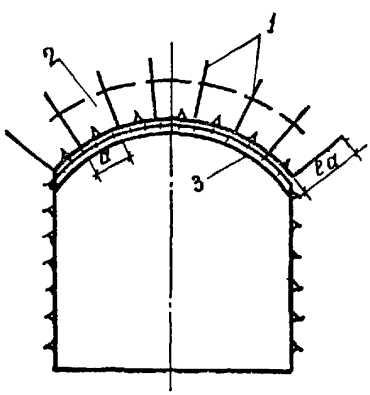


Рис. 1. Схема анкерной крепи кровли выработки

1 — анкеры; *2* — граница нарушенной зоны; *3* — металлическая сетка.

$$\delta = \frac{k_b g_{qz}}{c_1}; \qquad (3)$$

$$c_1 = c + \frac{N_a}{a^2}; \qquad (4)$$

k_b — коэффициент, учитывающий форму сечения и определяемый в соответствии с табл. 5 основного текста; N_a — расчетная несущая способность анкера, определяемая натурными исследованиями в расчетное время начала работы крепи (см. пп. 4.6—4.7 настоящих ВСН).

Б. В грунтах III категории устойчивости при $f \leqslant 4$, а также IV категории расчет следует вести в соответствии с основным текстом.

II. Примеры расчета анкерной крепи (в соответствии с основным текстом).

Пример 1.

Исходные данные.

Пролет выработки 11,0 м, высота 7,8 м, грунты — известняки среднетрещиноватые ($M_т=3$), $f_м=5$, плотность $\rho=2{,}6$ т/м³, время вступления крепи в работу 2 сут, $\gamma_t=0{,}375$, класс бетона B_t 2,4.

Расчет.

Глубина нарушенной зоны $h_{q_1}=k_a\,b=0{,}2.11=2{,}2$ м.

Нормативное вертикальное горное давление по формулам (4) и (5)

$$g_{qzn}=\beta\rho\, g h_{q1}=1\cdot 2{,}6\cdot 10\cdot 2{,}2=57 \text{ кН/м}^2;$$

$$\text{расчетное } g_{qz}=\gamma_f g_{qzn}=1\cdot 57=57 \text{ кН/м}^2.$$

Длительность работы крепи 1 мес $\gamma_f=1$.

Расчет шага железобетонных анкеров:

а) из условия образования грунтового свода по формулам (7) и (8)

$$a=l_a-\frac{k_b g_{qz}(l_a+b)}{c};$$

$$l_a=h_{q1}+l_{q1};$$

$$a=2{,}7-\frac{0{,}25\cdot 57\,(2{,}7+11)}{150}=1{,}4 \text{ м};$$

$$l_a=2{,}2+0{,}5=2{,}7 \text{ м};$$

$$c=0{,}03f=0{,}03\cdot 5 \text{ МПа}=150 \text{ кН/м}^2;$$

б) из условия устойчивости грунта между анкерами по формуле (9)

$$a\leqslant\frac{l_a}{3}\sqrt{\frac{c}{g_{qz}}}=\frac{2{,}7}{3}\sqrt{\frac{150}{57}}=1{,}46 \text{ м}.$$

Принимаем $a=1{,}4$ м

Расчет сечения анкеров по формуле (10):

$$N_a=\rho\, h_{q1} g a^2=2{,}6\cdot 2{,}2\cdot 10\cdot 1{,}4^2=112 \text{ кН};$$

$$\frac{\pi d^2}{4}R_{st}=N_a;$$

$$d=\sqrt{\frac{4N_a}{\pi R_{st}}}=\sqrt{\frac{4\cdot 112}{\pi\cdot 37{,}5}}=1{,}95 \text{ см};$$

$$R_{st}=375 \text{ МПа}=37{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем анкер $d=2{,}0$ см.

Расчет толщины набрызгбетона без армирования по формуле (11):

$$h_k = 0{,}35\,a\sqrt{\frac{g_{qzn}}{\gamma_c\,\gamma_t\,R_{btk}}} = 0{,}35\cdot 1{,}4\sqrt{\frac{7{,}3}{0{,}6\cdot 0{,}375\cdot 2{,}45\cdot 10^3}} =$$

$$= 0{,}0585 \text{ м};$$

$$g_{qzn} = \frac{a\cdot\rho\, g}{f_м} = \frac{1{,}4\cdot 2{,}6\cdot 10}{5} = 7{,}3 \text{ кН/м}^2;$$

$$\gamma_c = 0{,}6; \qquad R_{btn} = 2{,}45 \text{ МПа}.$$

Принимаем $h_k=6$ см.

Расход металла на 1 м² поверхности выработки

$$\frac{2{,}7\cdot 2{,}47\cdot 1{,}1}{1{,}4^2} = 3{,}75 \text{ кг/м}^2.$$

Пример 2.

Исходные данные: пролет выработки 11 м, высота ее 7,8 м, грунты — слабые песчаники; $f_м=3$, сильнотрещиноватые; $\rho=2{,}6$ т/м³; класс бетона B_t 2,4, время вступления крепи в работу 1 сут ($\gamma_t=0{,}3$), анкеры $N_a=70$ кН, $\varphi=72°$.

Расчет: нагрузка на анкерную крепь

$$b_q = b + 2ht g\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 11 + 2\cdot 7{,}8\,tg\left(45° - \frac{72°}{2}\right) = 13{,}47 \text{ м};$$

$$h_q = \frac{b_q}{2f_м} = \frac{13{,}47}{2\cdot 3} = 2{,}24 \text{ м};$$

$$g_{qzn} = \beta\rho\, g h_q = 1\cdot 2{,}6\cdot 10\cdot 2{,}24 = 50{,}7 \text{ кН/м}^2;$$

длительность работы крепи до возведения обделки 5 мес

$$\gamma_f = 1{,}5; \qquad g_{qz} = \gamma_f g_{qzn} = 1{,}5\cdot 50{,}7 = 76 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет числа анкеров из условия несущей способности анкера $N_a=70$ кН по формуле (10)

$$N_a = \rho g\, h_q a^2 = 70 = 2{,}6\cdot 10\cdot 2{,}3\,a^2; \quad a = 1{,}08 \text{ м}.$$

Принимаем $a=1{,}05$.

Расчет длины анкера:

$$l_a = h_q + l_{q1} = 2{,}30 + 0{,}5 = 2{,}80 \text{ м}.$$

Расчет диаметра анкера:

$$N_a = \frac{\pi d^2}{4} R_{st} = 70 = \frac{\pi d^2}{4} 37{,}5; \quad d = 1{,}54 \text{ см};$$

$$R_{st} = 375 \text{ МПа} = 37{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем анкер $d=16$ мм.

Расчет толщины крепи из набрызгбетона по формуле (11):

$$h_k = 0{,}35\, a \sqrt{\frac{g_{qzn}}{\gamma_c \gamma_t R_{btn}}} = 0{,}35 \cdot 1{,}05 \sqrt{\frac{9{,}10}{0{,}6 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}45 \cdot 10^3}} = 0{,}0535 \text{ м};$$

по формуле (8)

$$g_{qzn} = \frac{a \rho g}{f_м} = \frac{1{,}05 \cdot 2{,}6 \cdot 10}{3} = 9{,}10 \text{ кН};$$

$R_{btn}=2{,}45$ МПа; принимаем $h_k=6{,}0$ см.

Расход металла на 1 м² поверхности выработки

$$\frac{2{,}8 \cdot 1{,}58}{1{,}05^2} \cdot 1{,}1 = 4{,}45 \text{ кг/м}^2.$$

III. Примеры расчета анкерной и набрызгбетонной крепей в соответствии с п. 1 настоящего приложения.

Пример 1.

Исходные данные: выработка пролетом 11,0 м и высотой 7,8 м, $k_b=0{,}25$, пройдена в известняках $f_м=5$, III категории устойчивости, $\rho=2{,}6$ т/м³. Время вступления в работу крепи — 2 сут, продолжительность работы крепи 1 мес, $\gamma_t=0{,}38$; класс бетона B_t 2,4, железобетонные анкеры $N_a=70$ кН, $R_{st}=37{,}5$ кН/см².

Расчет

1) Расчет нагрузки на крепь по п. 3.3 настоящих ВСН:

$h_{q_1}=0{,}2 \cdot 11{,}0=2{,}2$ м; $c=0{,}03 \cdot 5=0{,}15$ МПа$=150$ кН/м²,

$g_{qzn}=1 \cdot 2{,}2 \cdot 2{,}6 \cdot 10=57{,}2$ кН/м²;

2) расчет шага анкеров по формуле (1) настоящего приложения

$$a = 2{,}2 : 3 \cdot \sqrt{\frac{150}{57{,}2}} = 1{,}2 \text{ м};$$

3) расчет длины анкеров по формуле (2) настоящего приложения

$c_1=150+70 : 1{,}2^2=199$ кН/м² по формуле 4;

$\delta=0{,}25 \cdot 57{,}2 : 199=0{,}07$ по формуле 3;

$l_a=(1{,}2+11{,}0 \cdot 0{,}07) : (1-0{,}07)=2{,}1$ м;

4) расчет диаметра стержня анкера

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot N_a}{\pi R_{st}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 70}{3{,}14 \cdot 37{,}5}} = 1{,}55 \text{ см};$$

5) расчет нагрузки на покрытие из набрызгбетона по п. 3.4 настоящих ВСН:

$g_{qzn}=1{,}2 \cdot 2{,}6 \cdot 10 : 5=6{,}3$ кН/м²;

6) расчет толщины покрытия по формуле (11) основного текста

$$h_k = 0{,}35 \cdot 1{,}2 \cdot \sqrt{\frac{6{,}3}{0{,}6 \cdot 0{,}38 \cdot 2450}} = 0{,}045 \text{ м}.$$

Результаты расчета: для крепления выработки принимаются железобетонные анкеры $d = 16$ мм, длиной 2,1 м с шагом 1,2 м совместно с покрытием из набрызгбетона толщиной 5 см; расход металла на 1 м² поверхности выработки

$$\frac{2{,}1 \cdot 1{,}578 \cdot 1{,}1}{1{,}2^2} = 2{,}54 \text{ кг/м}^2.$$

IV. Расчет анкерной крепи стен выработок.

В породах крепостью $f_м$ более 4 при высоте стен более 6,0 м расчет анкеров выполняется по нижеследующей методике.

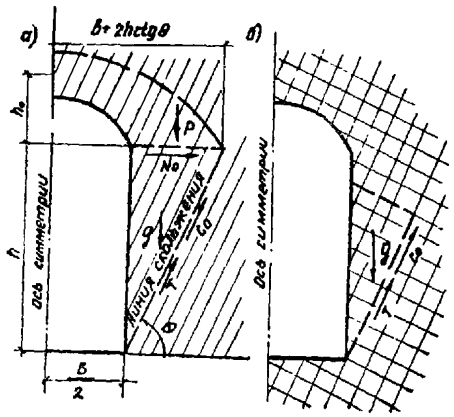


Рис. 2. Расчетные схемы действия сил при разрушении скального массива в стене выработки.

1. Определяется положение линии скольжения:

а) при наличии четко выраженной системы трещин, падающих в сторону выработки под углом β, превышающим угол внутреннего трения по пластам $\varphi_{тр}$, линия скольжения совпадает с направлением системы трещин и проходит через подошву выработки ($\theta = \beta$), если $\beta < \varphi_{тр}$, или при наклоне пластов в сторону массива или при отсутствии четко выраженной системы трещин, разрушение массива может произойти по линии скольжения, проходящей от подошвы выработки (расчетная схема *а*, рис. 2)

$$\theta = 45° + \frac{\varphi_м}{2};$$

б) при наличии контактных трещин, сбросов и иных плоскостей ослабления массива, заполненных слабоцементирующим составом и подсекающих массив в стене выработки, разрушение может произойти по этим трещинам независимо от их положения по высоте стены (расчетная схема *б*, рис. 2).

2. Рассчитывается величина действующих сил.

Сдвигающая сила T, действующая на неустойчивый породный блок в плоскости скольжения, определяется по формуле

$$T = (G + P) k_2 - C_0 - N_0 k_3, \qquad (5)$$

где G — вес призмы сползающего массива $G=\frac{\gamma h^2}{2\operatorname{tg}\theta}$; при $\beta>\varphi_{тр}$ $\theta=\beta$; в остальных случаях $\theta=45°+\frac{\varphi_м}{2}$, где $\varphi_м$ — угол внутреннего трения по породному массиву, град.; $\gamma=\rho g$;

$$k_2=1{,}3\sin\theta-\cos\theta\operatorname{tg}\varphi_0;$$
$$k_3=\cos\theta+\operatorname{tg}\varphi_0\sin\theta; \qquad (6)$$

φ_0 — угол трения по плоскости скольжения, град. при $\theta=\beta$ $\varphi_0=\varphi_{тр}$; P — пригрузка на призму сползания

$$P=\frac{k_a(b+2h\operatorname{ctg}\theta)^2\rho g}{2}; \qquad (7)$$

k_a — см. табл. 2 основного текста; C_0 — сила сцепления по плоскости скольжения

$$C_0=\frac{0{,}7c_1h}{\sin\theta};$$

c_1 — сцепление; N_0 — распор бетонного свода; при равномерно распределенной нагрузке g_{qz} и нагрузке от собственного веса g

$$N_0=\frac{(g_{qz}+g)b^2}{8h_0}. \qquad (8)$$

При наличии в массиве системы слабосцементированных трещин может быть отрыв неустойчивых блоков (расчетная схема *б*). В этом случае

$$T=Gk_2-C_0. \qquad (9)$$

3. Производится расчет анкеров.

При $T\leqslant 0$ расчетных анкеров не требуется. Параметры анкерной крепи остаются теми же, что и в своде.

При $T>0$ необходима постановка расчетных анкеров.

Количество ненапряженных анкеров

$$n_1=\frac{Ta}{N_a(\cos\rho+k_4\sin\rho)}, \qquad (10)$$

где ρ — угол наклона анкеров к плоскости скольжения, град.

$$k_4=\frac{R_c}{R_y}\approx 0{,}6;$$

a — шаг анкеров по длине выработки; N_a — усилие в анкере.

4. Определяется длина анкеров из условия заглубления анкера за плоскость скольжения на Δl_a, м.

Δl_a — принимается наибольшее из рассчитанных по условиям сопротивления сдвигу по контактам

раствор — анкер $$\Delta l_a = \frac{0{,}4\,N_a}{d_a\,R_{ps}} \geqslant 0{,}5 \text{ м};$$ (11)

раствор — порода $$\Delta l_a = \frac{0{,}4\,N_a}{d_c\,R_{nc}} \geqslant 0{,}5 \text{ м};$$

R_{ps}, R_{nc} — расчетные сопротивления сдвигу по контактам раствор — анкер и раствор — порода; d_a — диаметр анкера; d_c — диаметр шпура.

Приложение 3
Рекомендуемое

Пример расчета крепи из армокаркасов. Пример конструкции.

I. Расчет пространственного армокаркаса временной крепи отводящего туннеля Жинвали ГЭС.

1. Расчет рамы.

Расчет рамы в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рис. 1, выполняется по программе ТКІА или другой аналогичной

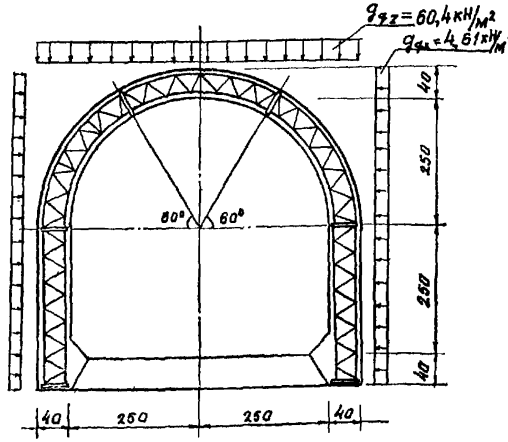


Рис. 1. Сечение отводящего туннеля Жинвали ГЭС. Нагрузки.

программе с учетом отпора породы. Результаты расчета временной крепи безнапорного туннеля Жинвали ГЭС (вариант К-10) приведен на рис. 2.

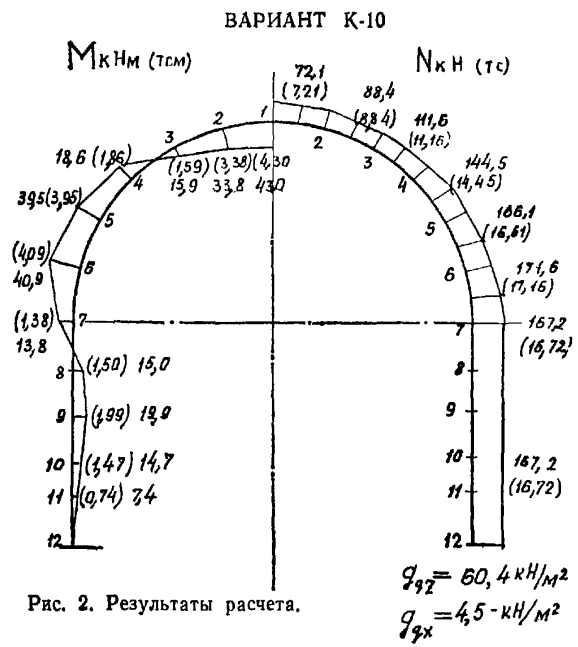


Рис. 2. Результаты расчета.

2. Расчет поясов каркаса.
Для верхнего пояса — в точке 1

$$M^{I} = 42{,}89 \text{ кНм}; \qquad N^{I} = -72{,}1 \text{ кН}.$$

Для нижнего пояса — в точке 6

$$M^{II} = -40{,}9 \text{ кНм}; \qquad N^{II} = -171{,}56 \text{ кН}.$$

Усилия в поясах армофермы по формуле (12):

$$N_{вп} = \frac{N^{I}}{2} + \frac{M^{I}}{h_0};$$

$$N_{нп} = \frac{N^{II}}{2} - \frac{M^{II}}{h_0}.$$

Толщина обделки $h_r = 40$ см, защитный слой 5 см;

$$h_0 = h_r - 10 = 40 - 10 = 30 \text{ см} = 0{,}3 \text{ м};$$

$$N_{вп} = -\frac{72{,}1}{2} - \frac{42{,}89}{0{,}3} = -36{,}1 - 143 = -179{,}1 \text{ кН};$$

$$N_{нп} = -\frac{171{,}26}{2} - \frac{40{,}9}{0{,}3} = -85{,}8 - 136{,}3 = -222{,}1 \text{ кН}.$$

Площадь сечения поясов согласно п. 5.3 СНиП II-23-81 для центрально сжатых элементов определяется по формуле (14) из расчета на устойчивость

$$A = \frac{N \gamma_n \gamma_{lc}}{R_y \gamma_c \varphi_e},$$

где φ_e — коэффициент продольного изгиба, $\gamma_n \gamma_{lc} = 1$; γ_c — коэффициент условий работы элементов стальных конструкций по табл. 6 СНиП II-23-81.

Задается предварительно гибкость $\lambda = 5$

$\varphi_e = 0{,}852$ (табл. 12 стр. 77 СНиП II-23-81);

$R_y = 375{,}0$ МПа $= 37{,}5$ кН/см^2 (арматура класса А-III),

$$A = \frac{222{,}10}{0{,}95 \cdot 0{,}852 \cdot 37{,}5} = \frac{222{,}10}{25{,}56} = 8{,}68 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение поясов армофермы:

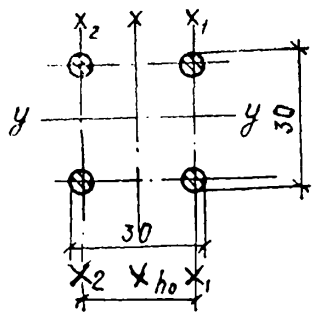
$2\varnothing 25$ А-III, $A_{вп} = A_{нп} = 9{,}82$ см^2.

Определение геометрических характеристик.

Сечение поясов.

$$I_y = \left[I_a + A\left(\frac{h}{2} - z_0\right)^2\right] 2;$$

$$I_y = (2 \cdot 3{,}84 + 9{,}82 \cdot 13{,}75^2)\, 2 = 3720 \text{ см}^4.$$



Радиусы инерции:

$$r_{x1} = r_{x2} = \sqrt{\frac{I_x}{A_1}} = \sqrt{\frac{3,84}{9,82}} = 0,625 \text{ см};$$

$$r_{y_{вн}} = r_{y_{нш}} = \sqrt{\frac{I_y}{A_п}} = \sqrt{\frac{3720}{9,82 \cdot 2}} = 13,76 \text{ см}.$$

Сечение армофермы в целом

$$I_x = 2 \cdot 9,82 \cdot 13,75^2 = 3720 \text{ см}^4,$$

$$r_x = \sqrt{\frac{3720}{2 \cdot 9,82}} = 13,7 \text{ см}.$$

3. Расчет элементов соединительной решетки.

Максимальная поперечная сила равна

$$Q = \frac{M^{III} - M^{IV}}{h_0};$$

в т. 9. $M = +15,88$ кНм; в т. 8. $M = -18,65$ кНм; $h = 0,7$ м;

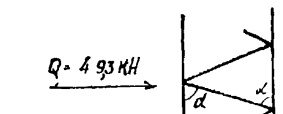
$$Q = -\frac{15,88 - (-18,65)}{0,7} = -49,3 \text{ кН}.$$

Раскосы рассчитываем на поперечную силу.

Угол между осями поясов и раскосов:

$$\alpha = \operatorname{arc\,tg}\left(\frac{h_0}{l_п}\right) =$$

$$= \operatorname{arc\,tg}(27,5/11,5) = \operatorname{arc\,tg} 2,3913;$$



$$\alpha = 67°18' \cdot \sin\alpha = 0,9225.$$

Усилие в раскосе при наличии решетки в двух плоскостях по формуле (13):

$$N_p = \frac{Q}{2 \sin\alpha} = -\frac{49300}{2 \cdot 0,9225 \cdot 1000} = -26,72 \text{ кН}.$$

Геометрическая длина раскоса

$$l_p = \frac{h_0}{\sin\alpha} = \frac{27,5}{0,9225} = 29,8 \text{ см}.$$

Задаваясь коэффициентом продольного изгиба $\varphi = 0,7$, находим площадь сжатого раскоса

$$A_p = \frac{N_p}{\gamma_c \varphi R_y} = \frac{26,72}{0,95 \cdot 0,7 \cdot 37,50} = \frac{26,72}{25,0} = 1,07 \text{ см}^2;$$

$$R_y = 375 \text{ МПа} = \frac{375 \cdot 1000}{100 \cdot 100} = 37{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Принимаем ∅ 14 А-III, $A_1 = 1{,}539$ см^2.

Расчетная длина раскоса в соответствии с табл. 11, СНиП II-23-81 $l_p' = \mu l_p$; $\mu = 0{,}8$; $l_p' = 0{,}8 \cdot 29{,}8 = 23{,}8$ см, r_x — радиус инерции сечения раскоса $r_x = 0{,}25d = 0{,}25 \cdot 1{,}4 = 0{,}35$ см.

Гибкость раскоса:

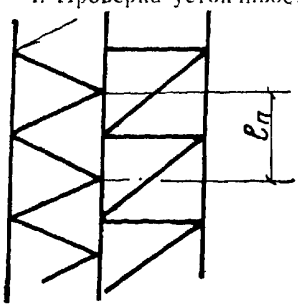
$$\lambda = \frac{l_p'}{r_x} = \frac{23{,}8}{0{,}35} = 68;$$

$\varphi = 0{,}623$ (табл. 72, СНиП II-23-81)

$$\sigma = \frac{26{,}72}{0{,}95 \cdot 0{,}623 \cdot 1{,}539} = 29{,}4 < 37{,}5 \text{ кН/см}^2.$$

Условие соблюдается.

4. Проверка устойчивости поясов армофермы.



Уточненное значение продольного усилия для пояса:

$$N_{пп} = -\frac{N^{II}}{2} - \frac{M^{II}}{h_0} =$$

$$= -\frac{175{,}6}{2} - \frac{40{,}9}{0{,}275} = -234{,}5 \text{ кН}.$$

Гибкость в плоскости армофермы

$$\lambda = \frac{l_п}{r_{x1}}; \qquad r_{x1} = 0{,}65;$$

$l_п^p$ — расчетная длина пояса; $l_п = 30$ см — геометрическая длина пояса между узлами; $\mu_п$ — коэффициент, принимаемый по табл. 13 СНиП II-23-81;

при $\frac{i_п}{i_p} = \frac{0{,}064}{0{,}0064} = 10$; $\mu_п = 1{,}14$;

$$l_п^p = 30 \cdot 1{,}14 = 34{,}2 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{34{,}2}{0{,}625} = 54{,}72;$$

$$\varphi = 0{,}798; \quad m = 0{,}9.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{234{,}5}{0{,}9 \cdot 0{,}798 \cdot 9{,}82} = 33{,}16 \text{ кН/см}^2 < 37{,}50 \text{ кН/см}^2.$$

Условие соблюдается.

Гибкость из плоскости действия момента $\lambda = \frac{l_y}{r_y}$;

где $l_y = 506$ см — расчетная длина арки;

$$r_y = 13{,}76 \text{ см}; \quad \lambda = \frac{506}{13{,}76} = 36{,}77; \quad \varphi = 0{,}894;$$

$$\sigma = \frac{234{,}5}{0{,}9 \cdot 0{,}894 \cdot 9{,}82} = 29{,}68 < R_y = 34{,}0 \text{ кН/см}^2.$$

Верхний пояс.

$$N_{вп} = -\frac{72{,}1}{2} - \frac{42{,}19}{0{,}275} = -192{,}1 \text{ кН}.$$

Так как усилие в верхнем поясе меньше, чем в нижнем, проверку устойчивости не производим. В верхнем поясе оставляем принятое сечение 2 ∅ 25 А-III. Устойчивость поясов обеспечена.

5. Проверка устойчивости стойки и арки армофермы как единого составного стержня в плоскости действия момента.

Устойчивость внецентренно сжатых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента проверяем по формуле (14):

$$\frac{\gamma_n \gamma_{lc} N}{\varphi_e A} \leqslant R_y \gamma_c; \qquad \gamma_n \gamma_{lc} = 1.$$

Определяем гибкость стержня относительно свободной оси x—x.

Расчетная длина стойки $l_{ef} = \mu l$;

где l_{ef} — расчетная длина стойки; l — геометрическая длина стойки; μ — коэффициент, принимаемый для стойки крепи равным 1.

Приведенная гибкость определяется по формуле для сечений с двумя свободными осями (см. п. 5.6 СНиП II-23-81, а также по П. В. Васильеву «Металлические конструкции», изд. 1968 г., стр. 184).

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + A\left(\frac{k_1}{A_{p1}} - \frac{k_2}{A_{p2}}\right)},$$

где A — площадь сечения всего составного стержня (брутто); $A = 4 \cdot 4{,}909 = 19{,}64$ см^2; λ — наибольшая гибкость всего стержня; и A_{p1}, A_{p2} — площади сечения раскосов; $A_{p1} = A_{p2} = 2 \cdot 1{,}539 = 3{,}09$ см^2; k_1 и k_2 — коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла наклона раскосов решетки; $\alpha = 67°18'$ $k_1 = k_2 = 27$ (см. стр. 184 в вышеуказанном источнике).

$$\lambda_{пр} = \sqrt{54{,}72^2 + 19{,}64\left(\frac{27}{3{,}09} + \frac{27}{3{,}09}\right)} = 56{,}98.$$

Условно приведенная гибкость стержня:

$$\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр}\sqrt{\frac{R}{E}} = 56{,}98\sqrt{\frac{340}{210\,000}} = 2{,}29.$$

Определяем относительный эксцентриситет для комбинации усилий, вызывающих наибольшее сжатие (в точке 7):

$$m_x = \frac{M}{N}\cdot\frac{Ay}{I_x} = \frac{13{,}77\cdot 100}{16{,}724}\cdot\frac{19{,}64\cdot 13{,}76}{3720} = 0{,}6.$$

Для проверки устойчивости внецентренно сжатых сквозных стержней в плоскости действия момента при $\lambda_{пр}=2{,}29$ и $m_x=0{,}6$ определяем $\varphi^{вп}$ по табл. 74 СНиП II-23-81.

$$\varphi^{вп}=0{,}499, \qquad \sigma = \frac{167{,}24}{0{,}499\cdot 19{,}64} = 17{,}07 < 37{,}50 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стойки как единого стержня в плоскости действия момента обеспечена.

Проверка устойчивости арки.

Свободная длина арки условно принята по формуле

$$l_{арк} = \frac{\pi}{\sqrt{3}} r$$

из условия равенства критических сил для Эйлерова стержня $\frac{\pi^2 EI}{l^2}$ и полуокружной арки $\frac{3EI}{r^2}$, где r — радиус арки,

$$l_{арк} = \frac{3{,}14}{1{,}73}\cdot 279 = 506 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{l_{арк}}{r_x} = \frac{506}{13{,}75} = 36{,}8;$$

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + A\left(\frac{k_1}{A_{p1}} + \frac{k_2}{A_{p2}}\right)} = \sqrt{36{,}8^2 + 263{,}57} =$$

$$= \sqrt{1617{,}8} = 40{,}22;$$

$$\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр}\sqrt{\frac{R}{E}} = 40{,}22\cdot 0{,}0402 = 1{,}62;$$

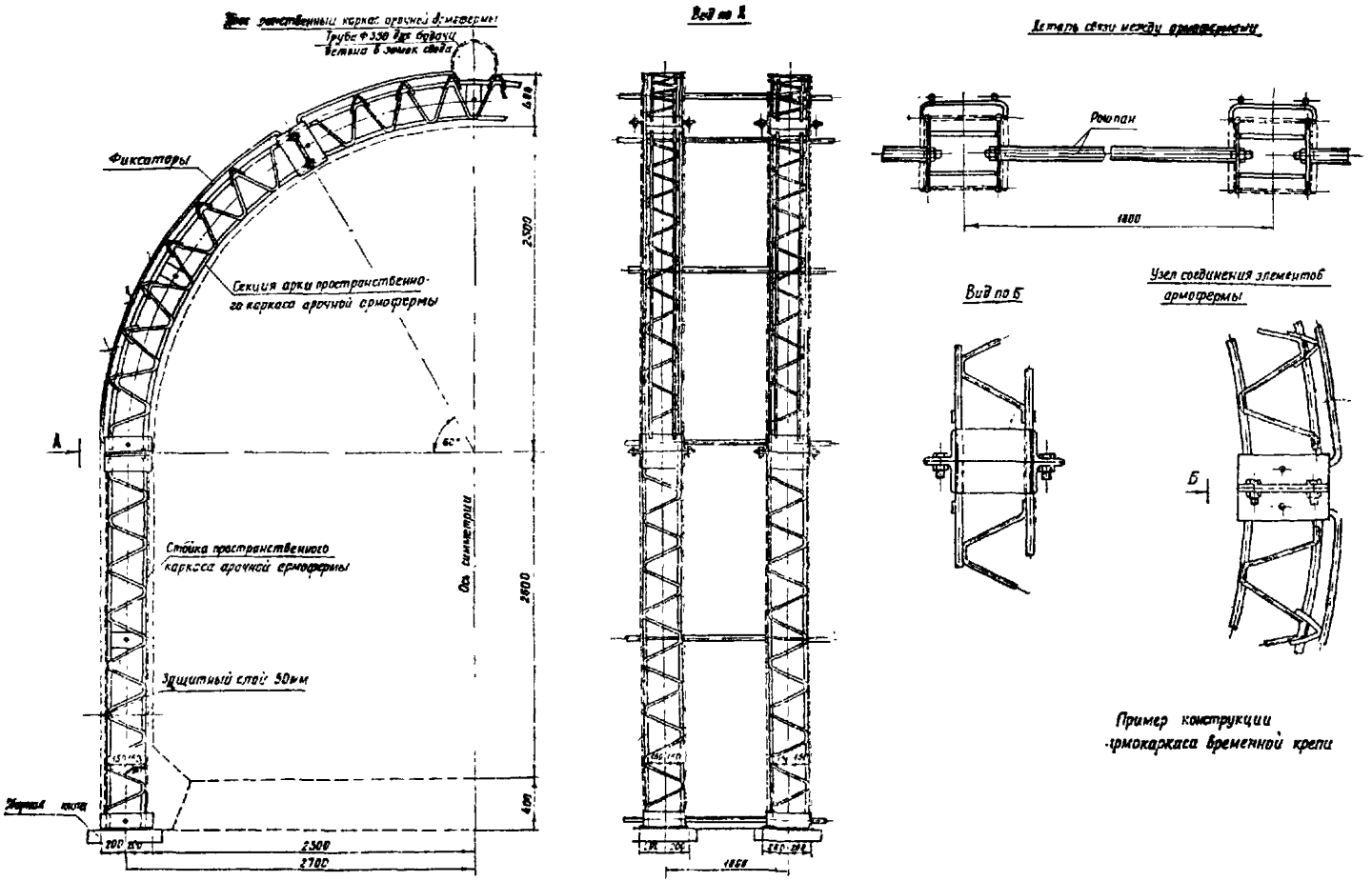


Рис. 3. Конструкция армокаркасов.

относительный эксцентриситет при $M=42{,}89$ кНм и $N=72{,}1$ кН;

$$m_x=\frac{M}{N}\cdot\frac{Ay}{I_x}=\frac{42{,}89\cdot100\cdot19{,}64\cdot13{,}76}{72{,}1\cdot3720}=4{,}34;$$

$$\varphi^{вп}=0{,}18;\qquad \sigma=\frac{N}{\varphi^{вп}A}=\frac{72{,}10}{0{,}18\cdot19{,}64}=20{,}37<37{,}50\ \text{кН/см}^2,$$

Устойчивость арки по формуле (16) $\frac{\gamma_n\gamma_{lc}N}{c\varphi_y A}\leqslant R_y\gamma_c$ из плоскости действий момента не проверяем, т. к. жесткость $I_x=I_y$.

6. Проверка прочности армофермы.

Проверка прочности производится по формуле (15)

$$\left(\frac{\gamma_n\gamma_{lc}N}{A_n R_y\gamma_c}\right)^{1{,}5}+\frac{\gamma_n\gamma_{lc}M_x}{c_x W_{xn\,min}R_y\gamma_c}\leqslant 1,$$

где N, M_x — абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающего момента при наиболее неблагоприятном их сочетании.

$\gamma_c=0{,}95$ согласно таблицы 6 СНиП II-23-81; $R_y=37{,}50$ кН/см²; c_x согласно приложения 5 принят равным — 1,26; A_n — площадь сечения нетто;

4 ∅ 25 А-III; $A_n=19{,}64$ см²; $R_y=37{,}50$ кН/см².

Значения N и M при шаге $a=1{,}4$ м.

$N=-240{,}2$ кН, $M=-57{,}3$ кНм, $I_x=3720$ см⁴.

$W_{xn\,min}=W_{xn}=\frac{3720}{15}=248$ см³ — минимальный момент сопротивления нетто;

$$\left(\frac{240{,}20}{19{,}64\cdot37{,}5\cdot0{,}95}\right)^{1{,}5}+\frac{57{,}3}{1{,}26\cdot248\cdot37{,}5\cdot0{,}95}=0{,}714<1.$$

II. Пример конструкции крепи из армокаркасов приведен на рис. 3.

Приложение 4
Рекомендуемое

Примеры расчета арочной крепи. Пример конструкции.

Пример 1

Расчет временной рамной крепи.

Расчетные данные: коэффициенты крепости грунта $f_M=1{,}5$, плотность породы $\rho=2{,}2$ т/м³, кажущийся угол внутреннего трения $\varphi=60°$, пролет выработки $b=5{,}3$ м, высота выработки $h=4{,}45$ м, нормативное давление на грунт $R_n=0{,}5$ МПа. Срок службы крепи до 5 мес., коэффициент $\gamma=1{,}5$.

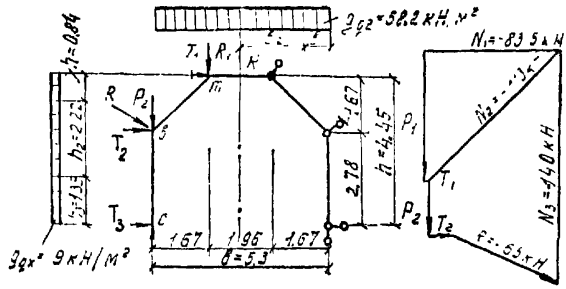


Рис. 1. Расчетная схема

Высота свода обрушения по формуле (3)

$$h_{q1} = \frac{0{,}5\,b + h\,\mathrm{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{f_м};$$

$$h_{q1} = \frac{2{,}65 + 4{,}45 \cdot \mathrm{tg}\,15°}{1{,}5} = 2{,}51 \text{ м}.$$

1. Определение расстояния между осями рам крепи.

Толщина затяжки принимается равной $h = 5$ см. Равномерно распределенная нагрузка, действующая на полосу затяжки шириной $b_п = 1{,}0$ м, равна по формуле (1)

$$g_{qz} = \gamma_f \beta_p g h_{q1} = 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 2{,}2 \cdot 10 \cdot 2{,}51 = 58{,}2 \text{ кН/м}^2;$$

$M = \frac{g_{qz} l_2^2}{8}$, l_2 — расстояние между осями рам, $l_2 = \sqrt{\frac{8M}{g_{qz}}}$;

для дерева $R = 11{,}0$ МПа; момент сопротивления затяжки $W = \frac{b_п h^2}{6}$, при установке затяжки всплошную $b_п = 100$ см. Подставляя числовые значения в формулу момента сопротивления, получим

$$W = \frac{100 \cdot 5^2}{6} = 416{,}66 \text{ см}^3.$$

Предельный изгибающий момент от равномерно распределенной нагрузки, действующей на затяжку, равен

$$M = RW = \frac{11{,}0 \cdot 416{,}66 \cdot 10^6}{10^9} = 4{,}58 \text{ кНм}.$$

Расстояние между рамами равно

$$l_2 = \sqrt{\frac{8{,}0 \cdot 4{,}58}{58{,}2}} = 0{,}81 \text{ м}.$$

Принимаем $l_2 = 0{,}75$ м.

2. Определение узловых нагрузок.

Определение горизонтальной нагрузки от горного давления

$$g_{qxn} = \rho g (h_ц + 0{,}5h) \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right);$$

$$g_{qxn} = 2{,}2 \cdot 10 (2{,}51 + 0{,}5 \cdot 4{,}45) \operatorname{tg}^2 15° = 7{,}48 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{qx} = 7{,}48 \cdot 1{,}2 = 9 \text{ кН/м}^2;$$

$$b_1 = \frac{1{,}67}{2} = 0{,}84 \text{ м}; \qquad b_2 = \frac{1{,}67 + 1{,}96}{2} = 1{,}82 \text{ м}.$$

Определяем узловые силы от равномерно распределенной нагрузки, действующей на раму

$$g_2 = g_{qz} \cdot b_2 = 58{,}2 \cdot 0{,}75 = 43{,}5 \text{ кН/м};$$

$$p_1 = g_2 \cdot b_2 = 43{,}5 \cdot 1{,}82 = 79{,}0 \text{ кН};$$

$$p_2 = g_2 \cdot b_1 = 43{,}5 \cdot 0{,}84 = 36{,}8 \text{ кН};$$

$$T_1 = 0{,}75 \cdot 9 \cdot 0{,}84 = 5{,}7 \text{ кН}; \quad T_2 = 0{,}75 \cdot 9 \cdot 2{,}22 = 15{,}0 \text{ кН};$$

$$T_3 = 0{,}75 \cdot 9 \cdot 1{,}39 = 9{,}4 \text{ кН}.$$

Усилия в элементах крепи определяем графически путем построения силового многоугольника (рис. 1):

$N_1 = -83{,}5$ кН; $N_2 = -113$ кН; $N_3 = -140$ кН.

Сила $R = 65$ кН направлена по биссектрисе $\angle cbm$.

3. Проверка верхняка:

а) на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента. $N_1 = 83{,}5$ кН, двутавр I 18, $A = 23{,}4$ см^2, $W_x = 143$ см^3, $i = 7{,}42$ см, по формуле (14)

$$\frac{\gamma_n \gamma_{lc} N}{\varphi_e A} \leqslant R_y \gamma_c,$$

где φ_e — определяется по табл. 74 СНиП II-23-81 в зависимости от гибкости стержня и приведенного эксцентриситета (m — относительный эксцентриситет, η — коэффициент влияния формы)

$$m = e \frac{A}{W};$$

$$M_1 = \frac{g_2 l_2^2}{8} = \frac{43{,}5 \cdot 1{,}96^2}{8} = 20{,}8 \text{ кНм};$$

$$e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{20{,}8}{83{,}5} = 0{,}25 \text{ м}, \qquad m = 25 \frac{23{,}4}{143} = 4{,}1;$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l_b}{i_x}\sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{196}{7{,}42}\sqrt{\frac{210}{2{,}1\cdot 10^5}} = 1{,}96\cdot 0{,}0316 = 0{,}835;$$

$$\eta = (1{,}75 - 0{,}1\,m) - 0{,}02\,(5 - m) = (1{,}75 - 0{,}1\cdot 4{,}1) - 0{,}02\,(5 - 4{,}1) = 1{,}33;$$

$m_1 = m\eta = 4{,}1\cdot 1{,}33 = 5{,}45$ по табл. 74 СНиП II-23-81; $\varphi_e = 0{,}244$;

$$\gamma_n\gamma_{1c} = 1; \quad \frac{1\cdot 83{,}5\cdot 10^1}{0{,}244\cdot 23{,}4\cdot 10^3} = 146 < 210\cdot 0{,}95 = 200 \text{ МПа};$$

$R_y = 210$ МПа; $\gamma_c = 0{,}95$ по табл. 6 СНиП II-23-81;

б) на прочность по формуле (15)

$$\left(\frac{\gamma_n\gamma_{1c}N}{A_n R_y\gamma_c}\right)^{1{,}5} + \frac{\gamma_n\gamma_{1c}M_x}{W_{xn}R_y\gamma_c} \leqslant 1,$$

где $W_{xn} = 1{,}2\ W_x = 1{,}2\cdot 143 = 171$ см^3;

$$\left(\frac{83{,}5\cdot 100^2}{23{,}4\cdot 210\cdot 0{,}95}\right)^{1{,}5} + \frac{20{,}8\cdot 10^3}{171\cdot 210\cdot 0{,}95} = 0{,}687 < 1.$$

4. Расчет стойки.

а) проверка устойчивости стойки в плоскости рамы по тем же формулам.

$N_3 = 14{,}0$ кН; I 18; $A = 23{,}4$ см^2; $W_x = 143$ см^3; $i = 7{,}42$ см;

$$\frac{\gamma_n\gamma_{1c}N}{\varphi_e A} \leqslant R_y\gamma_c; \quad l = \mu l_0,\ \mu = 1,\ l = 2{,}78 \text{ м}.$$

$$M = \frac{gl^2}{8}; \qquad g_{qx} = 9 \text{ кН/м}; \qquad M = \frac{9\cdot 2{,}78^2}{8} = 8{,}75 \text{ кН/м};$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{875}{140} = 6{,}2 \text{ см}; \qquad m = e\frac{A}{W} = 6{,}2\cdot\frac{23{,}4}{143} = 1{,}0;$$

$$\lambda = \frac{e}{l_x}\cdot 0{,}0316 = 1{,}18;$$

$$\eta = (1{,}75 - 0{,}1\cdot 1{,}0) - 0{,}02\,(5 - 1{,}0)\cdot 1{,}0 = 1{,}66;$$

$$m_1 = m\eta = 1\cdot 1{,}66 = 1{,}66;$$

$\varphi_e = 0{,}48$ (табл. 74 СНиП II-23-81);

$$\frac{140\cdot 100^2}{0{,}48\cdot 23{,}4\cdot 10^3} = 125 \text{ МПа} < 200 = 0{,}95\cdot 210 \text{МПа} = R_y\gamma_c;$$

б) проверка на прочность стойки в плоскости рамы

$$\left(\frac{\gamma_n\gamma_{1c}N}{A_n R_y\gamma_c}\right)^{\frac{3}{2}} + \frac{\gamma_n\gamma_{1c}M_x}{W_{xn}R_y\gamma_c} \leqslant 1;$$

$$\left(\frac{140\cdot 100^2}{23{,}4\cdot 200\cdot 10^3}\right)^{\frac{3}{2}} - \frac{875\cdot 10^1}{171\cdot 200\cdot 10^3} = 0{,}452 < 1;$$

в) проверка устойчивости стойки из плоскости рамы. I 18, $i_x = 1{,}88$ см. Производим раскрепление в середине высоты или обетонировку колонны $l = 1{,}39$ м $\sim$ 140 см:

$$\frac{\gamma_n \gamma_{lc} N}{\varphi A} \leqslant R_y; \qquad \lambda = \frac{l}{i_y} = \frac{140}{1{,}88} = 75;$$

$\varphi = 0{,}75$ (табл. 72 СНиП II-23-81);

$$\frac{140 \cdot 100^2}{0{,}75 \cdot 23{,}4 \cdot 10^3} = 81{,}0 \text{ МПа} < 200;$$

г) проверка на прочность из плоскости рамы удовлетворяется условием

$$\frac{\gamma_n \gamma_{lc} N}{A} \leqslant 200.$$

5. Расчет опорной плиты

а) определение размеров плиты:

$N_3 = 140$ кН; $R = 0{,}5$ МПа; $A_\phi = \frac{N}{R} = \frac{140 \cdot 100^2}{0{,}5 \cdot 10^1} = 2800$ см^2;

под опорную плиту кладется деревянный лежень;

б) проверка опорной плиты на сдвиг:

$T_3 = 9{,}4$, $f_t = 0{,}65$ (f_t — коэффициент трения металла по дереву в состоянии покоя);

$N f_t \geqslant T_2$; $140 \cdot 0{,}65 = 91$ кН $> 9{,}4$ кН.

По расчету распорки между стойками рамы не требуется.

Пример 2

Расчет арочной крепи гидротехнического туннеля

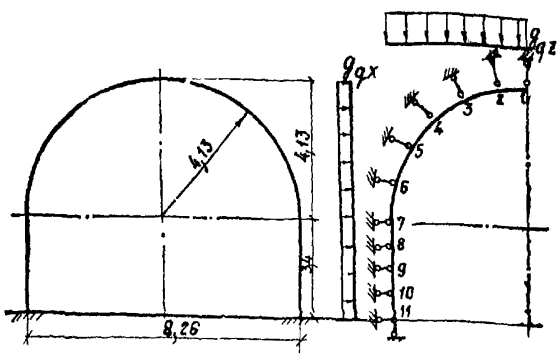


Рис. 2. Расчетная схема.

Таблица 1

Характеристика породы по участкам

Характеристика породы	Участки		
	№ 1	№ 3	промежуточный
Коэффициент крепости, $f_м$	3	2	2
Коэффициент удельного отпора K_0, Н/см³	2000	1000	0
Кажущийся угол внутреннего трения, град	75	70	70
Плотность породы, т/м³	2,5	2,3	2,3

Статический расчет арочной крепи производится по одной из программ для расчета конструкций с односторонними связями. Расчетная схема приведена на рис. 2. Расчет выполняется по программе ТКІА или другим аналогичным программам. В результате расчета определяются нормальные силы и изгибающие моменты в конструкции от действующих нагрузок: собственного веса и горного давления при учете отпора грунта.

В качестве расчетного для временной крепи принимаем двутавр № 30.

1. Определение нагрузок на крепь.

Собственный вес затяжки и стальных конструкций принимаем 2,00 кН/м², коэффициент надежности по нагрузкам $\gamma_f = 1{,}2$.

Расчет нагрузки от горного давления $\gamma_f = 1$.

1 участок $b = 8{,}5$ м; $h = 6{,}6$ м; $\rho_п = 2{,}5$ тс/м³; $\varphi = 75°$; $f_м = 3$.

$$b_q = b + 2h \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 8{,}5 + 2 \cdot 6{,}6 \cdot \operatorname{tg}\left(45° - \frac{75°}{2}\right) = 10{,}24 \text{ м};$$

$$h_q = \frac{b_q}{2f} = \frac{10{,}24}{2 \cdot 3} = 1{,}71 \text{ м};$$

$$g_{qzn} = h_q \rho_п g = 1{,}71 \cdot 2{,}5 \cdot 10 = 44 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{qxn} = \rho g (h_q + 0{,}5h) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 2{,}5 \cdot 10 (1{,}71 + 0{,}5 \cdot 6{,}6) \operatorname{tg}^2 73° = 2{,}2 \text{ кН/м}^2;$$

2 участок и концевой участок $b = 8{,}5$ м; $h = 6{,}6$ м; $\rho_п = 2{,}3$ тс/м³; $\varphi = 70°$; $f = 2$

$$b_q = 8{,}5 + 2 \cdot 6{,}6 \operatorname{tg}\left(45° - \frac{70°}{2}\right) = 10{,}82 \text{ м};$$

$$h_q = \frac{10{,}82}{2 \cdot 2} = 2{,}7 \text{ м};$$

$$g_{qzn} = 2{,}7 \cdot 2{,}3 \cdot 10 = 62 \text{ кН/м}^2;$$
$$g_{qxn} = 2{,}3 \cdot 10 (2{,}7 + 0{,}5 \cdot 6{,}6) 0{,}176^2 = 4{,}3 \text{ кН/м}^2.$$

2. Определение коэффициента удельного отпора.

I участок

$$K_{кр} = \frac{K_0 \, 100 \, \beta\varepsilon}{0{,}5\, b} = \frac{2000 \cdot 100 \cdot 1 \cdot 0{,}235}{0{,}5 \cdot 850} = 114 \text{ Н/см}^3 = 1{,}14 \cdot 10^4 \text{ тс/м}^3;$$

$$\varepsilon = \frac{13{,}5 + 2{,}5}{100} = 0{,}235.$$

Предполагается обетонирование рам $\beta = 1$.

Под пятами стоек $K_п$

$$K_п = \frac{K_0 \, 100}{1{,}34 \, (1 - \nu_п) \, b_{оп}} = \sim K_0 \cdot \text{ Н/см}^3 = 2000 \text{ Н/см}^3 =$$
$$= 2{,}0 \cdot 10^5 \text{ тс/м}^3.$$

3. Расчетные данные.

Приводятся в системе МКГСС, так как все программы работают только в этой системе (табл. 2).

Таблица 2

№ участка	$f_м$	K_0, Н/см³	$K_{кр}$, тс/м³	$K_п$, тс/м³	g_{qzn}, тс/м²	g_{qxn}, тс/м²
1	3	2000	$(1{,}14 \cdot 10^4)$	$(2 \cdot 10^5)$	(4,4)	(0,22)
2	2	1000	$(0{,}57 \cdot 10^4)$	$(1 \cdot 10^5)$	(6,2)	(0,43)
припортальный	0	0	0	$(1 \cdot 10^5)$	(6,2)	(0,43)

Результаты статических расчетов приведены на стр. 51.

4. Определение шага крепи из расчета на прочность по формуле (15), $\gamma_n \gamma_{lc} = 1$;

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^{1{,}5} + \frac{M_x}{c_x W_x R_y \gamma_c} \leqslant 1;$$

$A_n = 46{,}5$ см²; $W_x = 472$ см³; $R_y = 250$ МПа; $\gamma_c = 0{,}95$ по приложению 5 СНиП II-23-81; $c_x = 1{,}07$ при $\frac{A_f}{A_w} = 1$;

$$\frac{1}{A_n R_y \gamma_c} = 0{,}9 \cdot 10^{-5}; \quad \frac{1}{c_x W_x R_y \gamma_c} = 0{,}835 \cdot 10^{-6}.$$

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Размерность тс и м

участок № 1

R	N	M
—0.939440—03	0.610270 01	0.966760 01
—0.177270—02	0.803460 01	0.796670 01
—0.147470—02	0.113630 02	0.332350 01
—0.104700—02	0.150850 02	—0.262140 01
—0.571840—03	0.180590 02	—0.763700 01
—0.126190—03	0.193050 02	—0.953130 01
0.561470 00	0.191940 02	—0.676430 01
0.109650 01	0.193380 02	—0.417330 01
0.763390 00	0.194820 02	—0.231930 01
0.390430 00	0.196260 02	—0.100250 01
0.196980 02	0.0	0.817550—03

участок № 2

R	N	M
—0.119100—02	0.843670 01	0.143240 02
—0.227010—02	0.111530 02	0.118490 02
—0.195060—02	0.158550 02	0.512750 01
—0.147560—02	0.211190 02	—0.353210 01
—0.916120—03	0.253380 02	—0.109940 02
—0.343730—03	0.271390 02	—0.141810 02
0.197700 00	0.269460 02	—0.109360 02
0.859700 00	0.270900 02	—0.735470 01
0.603960 00	0.272340 02	—0.444440 01
0.310710 00	0.273780 02	—0.205120 01
0.274500 02	0.0	0.651930—03

припортальный участок

R	N	M
—0.210690—08	0.787260 01	0.151540 02
—0.401300—08	0.106260 02	0.125980 02
—0.344000—08	0.154040 02	0.563770 01
—0.258880—08	0.207740 02	—0.340150 01
—0.158860—08	0.251240 02	—0.113580 02
—0.570130—09	0.270700 02	—0.151190 02
0.490940—06	0.269400 02	—0.124890 02
0.169460—05	0.270840 02	—0.913410 01
0.120160—05	0.272280 02	—0.593440 01
0.621970—06	0.273720 02	—0.288940 01
0.274440—02	0.0	0.745440—03

Результаты расчетов приведены в **табл. 3.**

Таблица 3

№№ участков	№ точки	M, кНм	N, кН	$\frac{M}{c_x W_x R_y \gamma_c}$	$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^{1,5}$	Шаг рам a, м
1	1	96,7	—61,1	0,81	0,017	1,15
	6	95,3	—193,1	0,795	0,072	1,20
	7	67,6	—191,9	0,565	0,0715	$a>1,20$
2	1	143,2	—84,4	1,20	0,021	0,80
	6	141,8	—271,4	1,18	0,121	0,8
	7	109,4	—269,5	0,915	0,117	$a>0,8$
припортальный	1	151,5	—78,7	1,26	0,019	0,78
	6	151,2	—270,7	1,26	0,121	0,74
	7	124,9	—269,4	1,04	0,117	$a>0,74$

5. Определение шага рам из расчета на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента по формуле (14) при $\gamma_n \gamma_{tc}=1$:

$$R_y \gamma_c \geqslant \frac{Na}{\varphi_e A} \text{ или } a=\frac{R_y \gamma_c \varphi_e A}{N},$$

где φ_e — коэффициент продольного изгиба. Определяется по табл. 74 приложения 6 СНиП II-23-81 в зависимости от приведенной гибкости ($\bar{\lambda}$) и приведенного эксцентриситета (m_{ef}):

$$\bar{\lambda}=\lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$\lambda=\frac{l}{r_x}=\frac{\pi r}{r_x \sqrt{3}}=\frac{\pi \cdot 413}{12,3 \sqrt{3}}=61;$$

$$\bar{\lambda}=61 \sqrt{\frac{250}{2,1 \cdot 10^5}}=2,1;$$

$m_{ef}=\eta m$, где η — коэффициент влияния формы сечения. Определяется по табл. 73 прил. 6 СНиП II-23-81 в зависимости от m и от

$$\frac{A_f}{A \omega}=\frac{13,5 \cdot 1,05}{30 \cdot 0,65}=0,73;$$

$$m=e \frac{A}{W_x}=e \frac{46,5 \cdot 100}{472}=9,85\, e.$$

Результаты расчета приведены в табл. 4.

Таблица 4

№ участка	№ точки	M_x	N	e	m	η	m_{ef}	φ_e	Шаг рам, a, м	Принятый шаг рам, a, м
1	1	96,7	—61,1	1,58	15,6	1,25	19,5	0,067	1,21	0,95
	6	95,3	—193,1	0,495	4,88	1,256	6,13	0,168	0,97	
	7	67,6	—191,9	0,352	3,47	1,376	4,78	0,212	1,225	
2	1	143,2	—84,4	1,7	16,7	1,25	20,8	0,067	0,885	0,75
	6	141,8	—271,4	0,522	5,15	1,25	6,44	0,182	0,745	
	7	109,4	—269,5	0,405	4,0	1,308	5,22	0,213	0,875	
Припорталь-ный	1	151,5	—78,1	1,92	18,9	1,25	23,6	0,065	0,92	0,70
	6	151,2	—270,7	0,551	5,5	1,25	6,86	0,176	0,725	
	7	124,9	—269,4	0,464	4,56	1,176	5,37	0,214	0,88	

6. Расчет расстояния между распорками.

Расчет расстояния между распорками производится из условия допустимой гибкости из плоскости действия сил. Расчет выполняется по формуле (16):

$$\frac{Na}{c\varphi_y A} \leqslant R_y \gamma_c; \qquad \gamma_c = 0{,}95; \qquad a = \frac{R_y \gamma_c \varphi_y Ac}{N};$$

$$m_x = \frac{M_{max}}{N} \frac{A}{W};$$

участок № 1 $m_x = 15{,}6$; участок № 2 $m_x = 16{,}7$;

припортальный участок $m_x = 18{,}9$.

В соответствии с п. 5.31 и приложением 7 СНиП II-23-81

$$c = \frac{1}{1 + m_x \frac{\varphi_y}{\varphi_b}}; \qquad \varphi_b = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \frac{E}{R_y};$$

$$\alpha = 1{,}54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2 = 1{,}54 \frac{17{,}4}{337} \left(\frac{200}{30}\right)^2 = 3{,}54;$$

по табл. 82 СНиП II-23-81 $I_t = 17{,}4$; $l_{ef} = 2{,}00$ м (задаемся); и там же по табл. 77 $\psi = 2{,}25 + 0{,}07\alpha = 2.25 + 0{,}07 \cdot 3{,}54 = 2{,}5$;

$$\varphi_b = 2{,}5 \frac{337}{7080} \left(\frac{30}{200}\right)^2 \frac{2{,}1 \cdot 10^5}{250} = 2{,}27.$$

В соответствии с 5.3

при $\bar{\lambda} = 2{,}1$; $\varphi_y = 1 - \left(0{,}073 - 5{,}53 \frac{R_y}{E}\right) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}}$;

$$\varphi_y = 1 - \left(0{,}073 - 5{,}53 \frac{250}{210000}\right) 2{,}1 \sqrt{2{,}1} = 0{,}798;$$

при $m_x > 10$

$m_x = 15{,}6$ $\qquad c = \dfrac{1}{1 + 15{,}6 \dfrac{0{,}798}{2{,}27}} = 0{,}154;$

$m_x = 16{,}7$ $\qquad c = \dfrac{1}{1 + 16{,}7 \dfrac{0{,}798}{2{,}27}} = 0{,}145;$

$m_x = 18{,}9$ $\qquad c = \dfrac{1}{1 + 18{,}9 \dfrac{0{,}798}{2{,}27}} = 0{,}13.$

Результаты расчета приведены в табл. 5.

$$a = R_y \gamma_c \varphi_y A \frac{c}{N} = 250 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}798 \cdot 46{,}5 \frac{c}{N} = 8800 \frac{c}{N}.$$

Таблица 5

№ участка	m_x	c	γ_c	N	φ_y	По расчету *a*	Принято *a*, м
1	15,6	0,154	0,95	—61,1	0,798	2,64	2,0
2	16,7	0,145		—84,4		1,54	1,5
Припортальный	18,9	0,13		—78,7		1,45	1,4

Пример конструкции.
Конструкция металлической арочной крепи приведена на рис. 3.

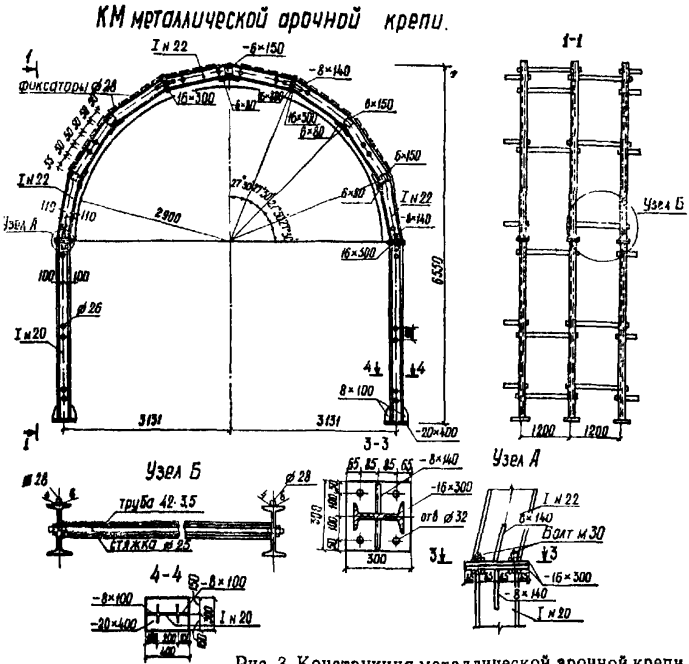


Рис. 3. Конструкция металлической арочной крепи.

Приложение 5
Рекомендуемое

Пример расчета крепи из сборного железобетона

Расчет сборной железобетонной крепи ремонтно-сбросного туннеля на строительстве Дангаринского гидротехнического комплекса.

Конструкция и расчетная схема приведены на рис. 1 и 2.

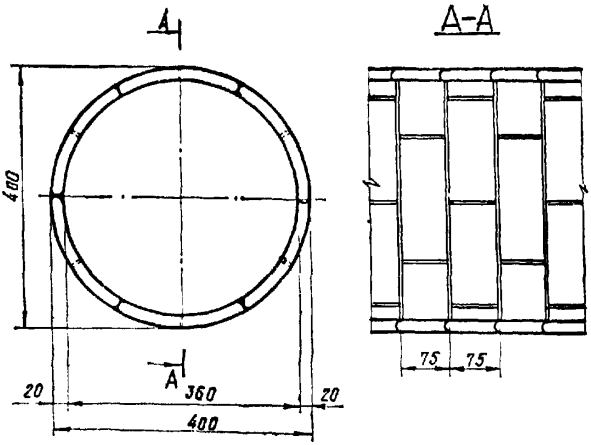


Рис. 1. Сборная железобетонная крепь.

Исходные данные: $h=4{,}0$ м — высота выработки; $b=4{,}0$ м — пролет выработки; $\varphi=\operatorname{arctg} f_м=63°$ — кажущийся угол внутреннего трения; $f_м=2$ — коэффициент крепости; $\rho=2{,}2$ т/м^3 — плотность грунта.

Расчет нагрузок.

b_q — пролет свода давления, h_q — высота свода давления,

$$b_q = b + 2h \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad h_q = \frac{b_q}{2f}.$$

Величина нормативного вертикального горного давления на 1 м^2 туннеля по формуле (2):

$$g_{qzn} = \beta\rho g h_q.$$

Величина нормативного горизонтального горного давления по формуле (6):

$$g_{qxn} = \rho g\,(h_q + 0{,}5\,h)\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right);$$

$$b_q = 4{,}0 + 2{,}4\,\mathrm{tg}\left(45° - \frac{63°}{2}\right) = 5{,}92 \text{ м};$$

$$h_q = \frac{b_q}{2f_м} = \frac{5{,}92}{2 \cdot 2} = 1{,}48 \text{ м};$$

$$g_{qzn} = 0{,}7 \cdot 10 \cdot 2{,}2 \cdot 1{,}48 = 22{,}8 \text{ кН/м}^2;\ \gamma_f = 1{,}5;$$

$$g_{qxn} = 2{,}2 \cdot 10\,(1{,}48 + 0{,}5 \cdot 4) \cdot 0{,}24^2 = 4{,}4 \text{ кН/м}^2;\ \gamma_f = 1{,}2.$$

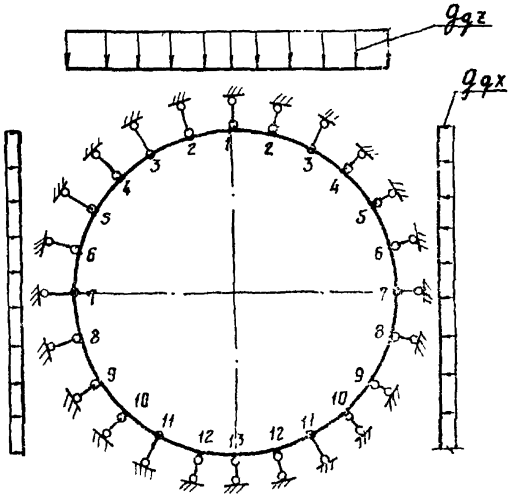


Рис. 2. Расчетная схема.

Определение усилий выполняется по программе ТКІА. Результаты расчета приведены на рис. 3.

Расчет сечений.

Сечение 1. $M_1 = 6{,}1$ кНм, $N_1 = -46$ кН; $h_k = 0{,}2$ м; $h_0 = 0{,}2 - 0{,}03 = 0{,}17$ м; $h_0 - a = 0{,}17 - 0{,}03 = 0{,}14$ м. Бетон В 15: $R_b = 8{,}65$ МПа; арматура А-II, $R_{st} = 285{,}0$ МПа; $\gamma_c = 1{,}1$; $\gamma_{ti} = 0{,}90$; $\gamma_n = 1{,}1$;

$$M_{at} = M_1 + N\frac{h_0 - a}{2} = 6{,}1 + \frac{46 \cdot 0{,}14}{2} = 6{,}1 + 3{,}2 = 9{,}3 \text{ кНм};$$

$$A_0 = \frac{M\gamma_n\gamma_{1c}}{\gamma_c b h_0^2 R_{bc}} = \frac{9{,}3\cdot 1}{1{,}1\cdot 1\cdot 0{,}17^2\cdot 8{,}65\cdot 10^3} = 0{,}034;$$

$$\gamma_0 = 0{,}97; \quad z = \gamma_0 h_0 = 0{,}97\cdot 0{,}17 = 0{,}165 \text{ м}; \quad R_{st} = 285 \text{ МПа};$$

$$A_s = \frac{\gamma_n\gamma_{1c}M_a}{\gamma_c z R_{st}} - \frac{\gamma_n\gamma_{1c}N}{\gamma_c R_{st}} = \frac{1\cdot 9{,}3\cdot 10}{1{,}1\cdot 0{,}165\cdot 285} - \frac{1\cdot 46\cdot 10}{1{,}1\cdot 285} =$$

$$= 1{,}80 - 1{,}47 = 0{,}33 \text{ см}^2/\text{м};$$

Принимаем 2×5 Ø 6А-II; $A_s = 2{,}83$ см^2/м.

Сечение 5. $M_5 = 7{,}0$ кНм; $N_5 = 82$ кН. Остальные данные те же, что и в сечении 1;

$$M_{ab} = 7 + \frac{82\cdot 0{,}14}{2} = 7 + 5{,}75 = 12{,}75 \text{ кНм};$$

$$A_0 = \frac{12{,}75\cdot 1}{1{,}1\cdot 1\cdot 0{,}17^2\cdot 8{,}65\cdot 10^3} = 0{,}047; \quad \gamma_0 = 0{,}96;$$

$$z = 0{,}96\cdot 0{,}17 = 0{,}163 \text{ м};$$

$$A_s = \frac{12{,}75\cdot 10}{1{,}1\cdot 0{,}163\cdot 285} - \frac{82\cdot 10}{1{,}1\cdot 285} = 2{,}50 - 2{,}6 < 0.$$

Расчетной арматуры не требуется.
Принимаем 2×5 Ø6А-II; $A_s = 2{,}83$ см^2/м.

Армирование требуется по условиям производства работ.

KZU4 = 0
KZU8 = 1
N = 13
ЗАМК = 0.0
EM = 0.3500 07

Ремонтно-сбросный туннель на строительстве Дангарнинского гидротехнического комплекса
Сборная ж. б. обделка Д=4,0 м, $h_к$ =0,2 м

ВАРИАНТ № 1
Размерность тс и т

N	X	Y	H	KY	HS	KM
1	0.0	0.0	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
2	0.09170	0.06470	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
3	0.95000	0.25460	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
4	1.34352	0.55650	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
5	1.64542	0.95000	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
6	1.93522	1.40800	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
7	1.90000	1.90000	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
8	1.93522	2.39170	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
9	1.64542	2.85000	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
10	1.34352	3 24350	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
11	0.95000	3.54540	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
12	0.09170	3.73520	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03
13	0.0	3.80000	0.200	.5020 05	.2000 00	.6670—03

KZU6 = 0 KZJ7 = 0 KZU9=1

CNN = 0.0 NUNN = 0.0
CNR = 0.0 NUNR = 0.0
CAM = 2.50 NUS = 1.20
NUV = 1.50 NUC = 1.20
шарниров 3

Таблица шарниров

3		0.0		7	0.0	11	0.0
N	PYL	PXL	NN	R	N	M	
1	2.28	0.44	1	—0.562420—03	0.460300 01	0.610500 00	
2	2.28	0.44	2	—0.121600—02	0.519880 01	0.453700 00	
3	2.28	0.44	3	—0.735200—03	0.622320 01	0.026930—54	
4	2.28	0.44	4	—0.328020—03	0.733000 01	—0.500420 00	
5	2 28	0.44	5	0 995890—01	0.817570 01	—0.705450 00	
6	2.28	0.44	6	0.185340 01	0.863700 01	—0.330400 00	
7	2.28	0 44	7	0.246050 01	0.904180 01	—0.241010—54	
8	0.0	0.44	8	0.248810 01	0 936600 01	0.120310 00	
9	0.0	0.44	9	0 255390 01	0.975620 01	0.114700 00	
10	0.0	0.44	10	0.267620 01	0.101300 02	0.570520—01	
11	0.0	0.44	11	0.271970 01	0.104030 02	0.369160—54	
12	0.0	0.44	12	0.301330 01	0.105380 02	0.195900—01	
13	0.0	0.44	13	0.155290 01	0.0	0.332410—01	

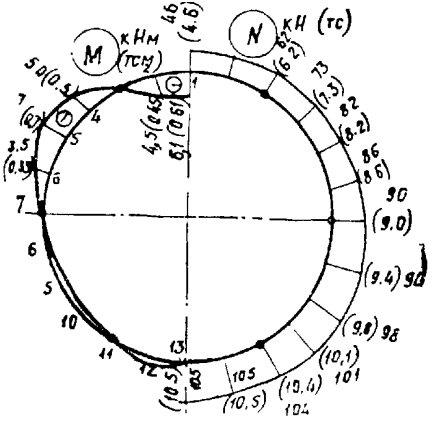


Рис. 3. Результаты расчета.

Приложение 6
Рекомендуемое

Примеры расчетов монолитной бетонной крепи

Определение распалубочного возраста

Распалубочный возраст монолитной бетонной крепи определяется как время t от окончания укладки бетона до момента, когда возведенная конструкция может воспринять нагрузку от собственного веса. Выполняется условие $1{,}75\ R_{btt} \geqslant k_c\, \sigma_{b\max}$, где R_{btt} — расчетная прочность бетона при осевом растяжении, МПа, в зависимости от возраста бетона; k_c — коэффициент концентрации напряжений вокруг включений грунта, возникающих вследствие вывалообразования; определяется натурными исследованиями, на предварительных стадиях принимается $k_c \leqslant 2$; $\sigma_{b\max}$ — наибольшее растягивающее напряжение при осевом растяжении, определяемое статическим расчетом.

На стадии проекта по программе «Поиск», разработанной институтом «Оргэнергострой», может быть рассчитана средняя температура твердения бетона в контрольной точке системы «тоннель — опалубка — обделка — массив» и нарастание прочности бетона в конкретных условиях.

Для рабочих чертежей эти результаты проверяются в натуре.

Расчет арки выполняется на нагрузку собственным весом. Условно для определения расчетных усилий в шелыге принимается двухшарнирная арка, для определения усилий на опорах — бесшарнирная арка.

Пример расчета монолитной бетонной крепи туннеля Зеленчукской ГЭС

Крепь сооружается в устойчивых породах $f \leqslant 2$.

1. Определение наибольших растягивающих напряжений в распалубочном возрасте.

Расчетные данные: внутренний радиус $r_i = 2{,}73$ м; толщина свода $h_k = 0{,}5$ м; класс бетона В15; плотность бетона 2,5 тс/м^3.

Расчетная толщина свода $h_{kc} = h_k + h_c = 0{,}5 + 0{,}1 = 0{,}6$ м. расчетный пролет $L_k = r_i + 2\,h_{kc} = 2{,}73 + 2 \cdot 0{,}6 = 3{,}93$ м; половина центрального угла

$$\varphi_{II} = \arcsin \frac{L_k}{2\,(r_i + h_{kc})} = \arcsin \frac{3{,}93}{2\,(2{,}73 + 0{,}6)} = 36°09'48''.$$

расчетная нагрузка от собственного веса свода

$$g = \gamma_f h_{kc} \rho g = 1{,}2 \cdot 0{,}6 \cdot 2{,}5 \cdot 10 = 18 \text{ кН/м}^2;$$

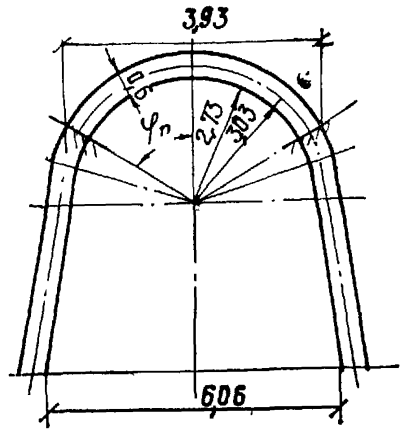


Рис. 1.

Таблица расчетных характеристик арки

Таблица 1

№ точки	Длина участка, м	Координаты		Площадь, м²	Момент инерции, м⁴	E/E₄
		x	y			
1	0,6365	1,788	0,584	0,6	0,018	1,7
2	0,6365	1,238	0,264	0,6	0,018	1,5
3	0,6365	0,633	0,067	0,6	0,018	1,25
4	0,6365	0	0	0,6	0,018	1,0

Результаты расчета даны на рис. 2.

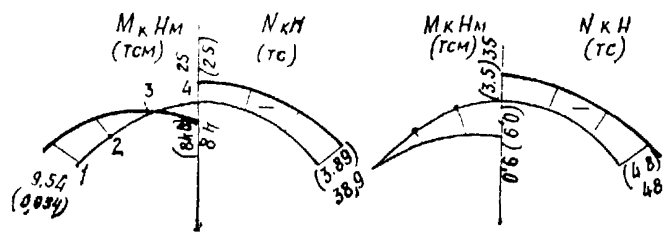


Рис. 2. Эпюры M и N в арке.

Напряжения

$$\sigma_1 = \frac{38{,}9}{0{,}5} + \frac{9{,}54 \cdot 6}{0{,}5^2} = -77{,}8 + 229 = 151{,}2 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_1 < 1{,}75\, R_{btt};$$

$$\sigma_4 = -\frac{35{,}0}{0{,}5} + \frac{9 \cdot 6}{0{,}5^2} = -70 + 216 = 146 \text{ кН/м}^2;$$

$$R_{bt} = 765 \text{ кН/м}^2;$$

$$R_{btt} = \frac{151{,}2}{1{,}75} = 86{,}5 \text{ кН/м}^2; \frac{86{,}5}{765} \cdot 100 = 11{,}3\% \quad \text{от проектной.}$$

2. Определение зависимости прочности бетона от его возраста.

Определение зависимости прочности бетона от его возраста, режима твердения, марки цемента и др. выполняется с помощью программы «Поиск».

Исходные данные для расчета по программе «Поиск».

Расчетные температуры приведены в табл. 2.

Таблица 2

Температура, град.	Время года	Расчетная температура, град.
Начальная: грунта	зима	+5
	лето	+14
бетона	зима	+20
	лето	+20
Постоянная в грунте на глубине более 15 м	зима	+14
	лето	+14

Теплофизические характеристики системы «опалубка—бетон—грунт» приведены в табл. 3.

Таблица 3

Теплофизические характеристики	Опалубка	Бетон	Грунт
Объемная теплоемкость, $K_{дж}$/м³ град.	3900	1930	2414
Теплопроводность, Вт/м град.	40	1,45	0,93
Коэффициент теплоотдачи, Вт/м² град.	7,5	7,5	1,5
Температуропроводность, м²/час	0,042	0,0027	0,0014

Максимальное тепловыделение бетона $1{,}38 \cdot 10^5$ Дж/м³. Коэффициент, характеризующий скорость реакции в бетоне, $1{,}38 \cdot 10^{-2}$ ч$^{-1}$.

Результаты расчета на ЭВМ приведены в табл. 4.

Таблица 4

Возраст бетона, ч	Прочность, % проектной	
	Зима	Лето
4	6	6
8	12	12
12	15	18
16	20	22
20	28	30
24	32	35

3. Определение распалубочного возраста свода.

Табл. 4 показывает, что распалубку допустимо производить не ранее, чем через 8 ч зимой и летом, так как через 8 ч бетон должен набрать 12% прочности, а по расчету требуется 11,3% прочности.

Технологические требования по возведению монолитной бетонной крепи (МБК)

1. Монолитная бетонная крепь должна выполняться вслед за проходкой при помощи щита-опалубки, обеспечивающего сохранение проектных размеров сечения туннеля и возможность безопасных проходческих и бетонных работ под его защитой. Возможная конструкция щита-опалубки приведена на рис. 3.

2. Конструкции щита-опалубки выполняются, как правило, из профильного и листового металла, имеют домкратную систему для передвижения, установки опалубки в проектное положение и распалубливания ее.

3. Для бетонирования МБК должен применяться литой бетон с осадкой конуса на момент укладки 18—22 см.

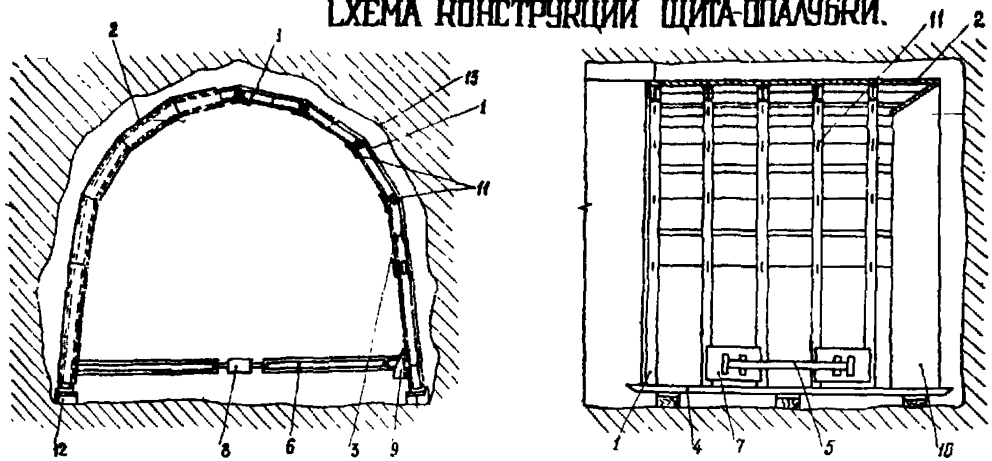
4. Укладка бетона должна производиться через специальные окна в конструкции опалубки. Укладку следует выполнять непрерывно в правую и левую стороны опалубки для того, чтобы исключить образование «холодных» швов. Заведение бетоновода со стороны забоя, как правило, не допускается.

5. Срок выстойки уложенного бетона МБК определяется в каждом конкретном случае расчетом по разработанной Оргэнергостроем программе «Поиск».

6. Включения в бетон МБК в процессе ее возведения вывалов и обрушений грунта с контура выработки должны фиксироваться в горном журнале.

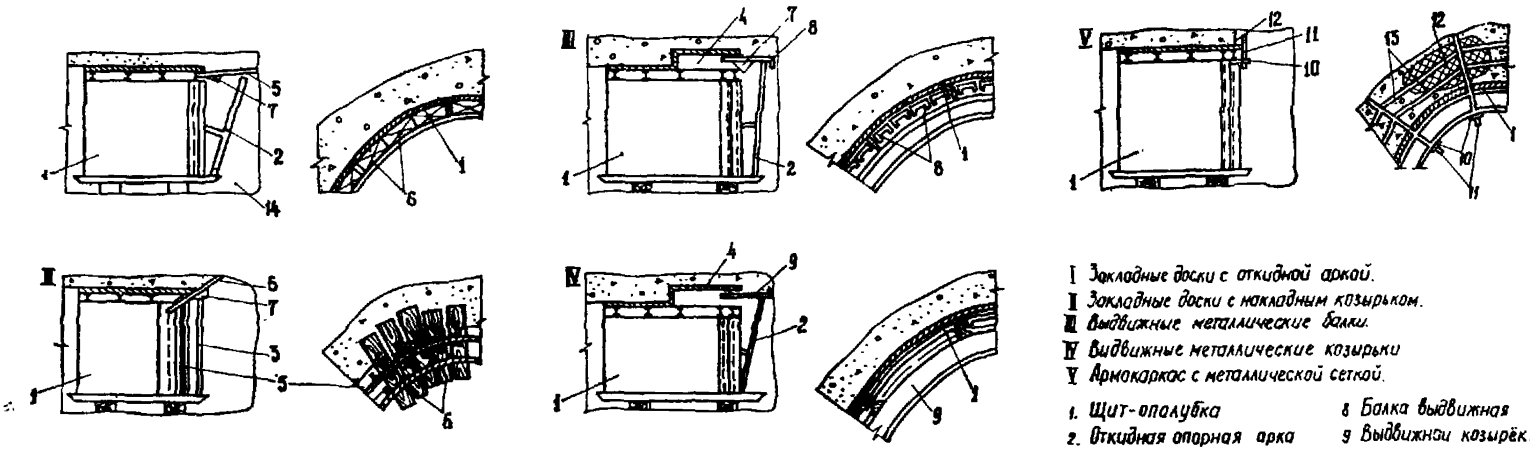
После передвижки опалубки проектная организация для таких участков выдает решение по усилению МБК или необходимости

Схема конструкции щита-опалубки.



1. Полуарка (двутавр)
2. Палуба (лист).
3. Ребра (двутавр).
4. Лыжа (швеллер).
5. Распорка (швеллер).
6. Тяга (двутавр).
7. Плита.
8. Фаркопф.
9. Щека
10. Козырек защитный (лист).
11. Накладки
12. Подкладки
13. Контур выработки.

Варианты конструкции торцевой опалубки



I Закладные доски с откидной аркой.
II Закладные доски с накладным козырьком.
III Выдвижные металлические балки.
IV Выдвижные металлические козырьки
V Армокаркас с металлической сеткой.

1. Щит-опалубка
2. Откидная опорная арка
3. Хомут кольцевой
4. Кассета.
5. Защитный козырек.
6. Доска наклонная
7. Клин деревянный.
8. Балка выдвижная
9. Выдвижной козырёк.
10. Петля металлическая.
11. Стержень металлический.
12. Сетка металлическая.
13. Армокаркас.

Рис. 3.

разборки с последующим бетонированием зафиксированных включений.

7. При МБК в сочетании с анкерами установку анкеров следует производить не ранее определенного расчетом в соответствии с п. 5 срока распалубливания и не ранее, чем через 18 часов после окончания укладки бетона.

Пример расчета конструкции монолитной бетонной крепи

Расчет выполняется на полную нагрузку горным давлением, которая достигает своего расчетного значения за период времени свыше месяца.

Исходные данные: $b=6{,}1$ м; $h=5{,}95$ м; $h_k=0{,}5$ м; бетон класса В15; $\rho_b=2{,}5$ т/м^3; $R_{bt}=1{,}17$ МПа; $R_{bc}=8{,}50$ МПа; $E_б=24000$ МПа; $E_k=0{,}7\cdot 2{,}4\cdot 10^4=1{,}68\cdot 10^4$ МПа; грунт $f_м=1{,}5$; $\rho_г=2{,}45$ т/м^3; $\varphi=57°$; $K_0=100$ Н/см^3 ($K_0=10$ кгс/см^3).

Расчет.

1. Нормативное, вертикальное горное давление

$$g_{qzn}=\beta h_q \rho_г g=0{,}79\cdot 3{,}22\cdot 2{,}45\cdot 10=62{,}0 \text{ кН/м}^2;$$

$$\beta=0{,}7+\frac{(1-0{,}7)(b-5{,}5)}{7{,}5-5{,}5}=0{,}79; \qquad h_q=\frac{b_q}{2f_м};$$

$$b_q=b+2h\,\mathrm{tg}\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)=6{,}1+2\cdot 5{,}95\cdot \mathrm{tg}\left(45°-\frac{57°}{2}\right);$$

$$h_q=\frac{9{,}67}{2\cdot 1{,}5}=3{,}22 \text{ м}; \quad b_q=9{,}67 \text{ м}.$$

Расчетная нагрузка

$$g_{qz}=\gamma_f g_{qzn}=1{,}5\cdot 62{,}0=93 \text{ кН/м}^2.$$

2. Нормативное, горизонтальное горное давление

$$g_{qxn}=\rho g\,(h_q+0{,}5h)\,\mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)=$$

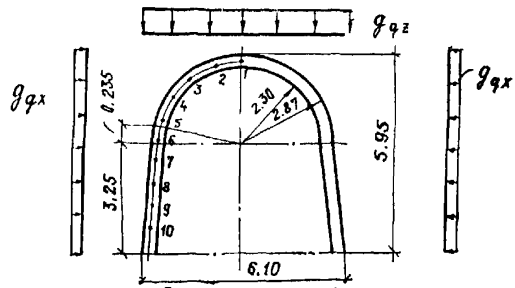
$$=2{,}45\cdot 10\,(3{,}22+0{,}5\cdot 5{,}95)\cdot \mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{57°}{2}\right)=13{,}7 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная нагрузка в данных конкретных условиях $\gamma_f=1{,}2$

$$g_{qx}=\gamma_f g_{qxn}=1{,}2\cdot 13{,}7=16{,}5 \text{ кН/м}^2;$$

$$\frac{g_{qx}}{g_{qz}}=\frac{16{,}5}{93}=0{,}19.$$

3. Выполняется расчет рамы в соответствии с расчетной схемой, показанной на рис. 4.



Расчетная схема
рис.4

а) на нагрузку $g_{qz}=100$ кН/м^2; $g_{qx}=19$ кН/м^2; ($\gamma_f=1$) и собственным весом ($\gamma_f=1{,}2$);

б) на нагрузку $g_{qz}=10$ кН/м^2 и $g_{qx}=1{,}9$ кН/м^2 ($\gamma_f=1$).

Результаты расчета приведены на рис. 5.

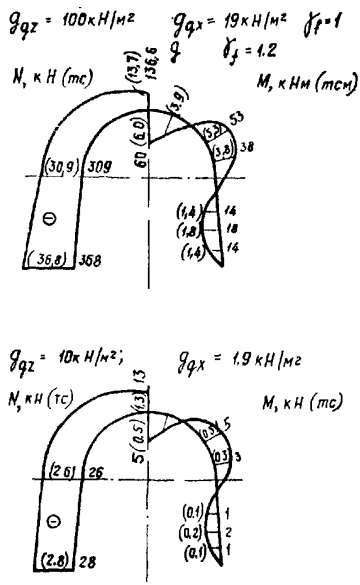


Рис. 5. Результаты расчета.

4. Определяется нагрузка, при которой образуется 1-й пластический шарнир в т. 1 из условия, что $\sigma_{max} = 1{,}75\, R_{btn} = 1{,}75 \cdot 1{,}17 = 2{,}04$ МПа.

От $g_{qz} = 100$ кН/м^2; $g_{qx} = 19$ кН/м^2 и собственного веса $M_1 = 60$ кНм; $N_1 = -136{,}6$ кН;

$$\sigma_I = \frac{M_1}{W_b} + \frac{N_1}{A_b} = \frac{60 \cdot 6}{0{,}4^2 \cdot 10^3} - \frac{136{,}6}{0{,}4 \cdot 10^3} = 1{,}91 \text{ МПа} < 2{,}04 \text{ МПа};$$

от $g_{qz} = 10$ кН/м^2, $g_{qx} = 1{,}9$ кН/м^2; $M_{II} = 5{,}4$ кНм/м; $N_{II} = -12{,}6$ кН/м

$$\sigma_{II} = \frac{M_{II}}{W_b} + \frac{N_{II}}{A_b} = \frac{5{,}4 \cdot 6}{0{,}4^2 \cdot 1} - \frac{12{,}6}{0\ 4 \cdot 1} = 171 \text{ кН/м}^2 = 0{,}171 \text{ МПа};$$

$$\sigma_I + \sigma_{II}' \Delta g_{qz} = 1{,}75\, R_{btn} = 2{,}04 = 1{,}91 + 0{,}171\, \Delta g_{qz};$$

$\Delta g_{qz} = 5{,}9$ кН/м^2; $g_{qzm} = 100 + 5{,}9 = 105{,}9$ кН/м^2.

Нагрузка при образовании 1-го шарнира

$$g_{qzn} = 105{,}9 \text{ кН/м}^2 > g_{qz} = 93 \text{ кН/м}^2;$$

несущая способность конструкции не исчерпана, прочность обеспечена.

Трещиностойкость также обеспечена, так как

$$g_{qzn} = 62{,}2 < g_{qzm} = 105{,}9 \text{ кН/м}^2.$$

Приложение 7
Рекомендуемое

ПРИМЕРЫ ПАСПОРТОВ ВРЕМЕННОЙ КРЕПИ

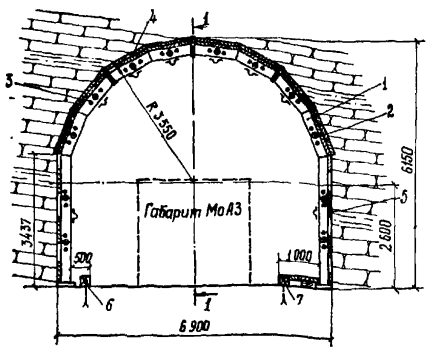
ПАСПОРТ КРЕПЛЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

Спецуправление: **МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ РАМНОЙ КРЕПЬЮ**

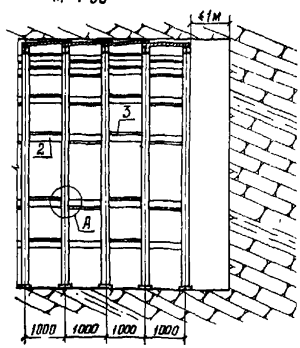
Объект:

Наименование выработки: Конструкция временной крепи

Общий вид
м 1:50



Продольный разрез
м 1:50

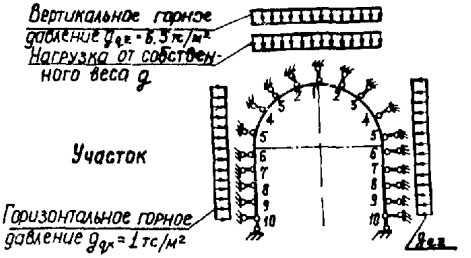


Основные объёмы работ на 1 п.м. туннеля.

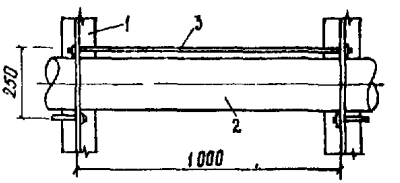
Поз. №	Наименование работ	шаг арок		
		Ед. изм.	Кол-во	Примечание
1.	Установка арок 127 шаг 1.0 м	шт	132.88 / 1	
2.	Установка рошпанов d=20см	шт.	12	
3.	Устройство затяжки свод / стены	м²	9.45 / 6.48	Всплошную / вразбежку
4.	Установка клиновых анкеров I-А	шт	2	
5.	Разработка породы	м³	37.7	

1. Арка временной крепи из I 27
2. Рошпан из круглого леса d=20 см
3. Тяж ⌀ 20 А-I
4. Затяжка по своду из ж б плит всплошную
5. Затяжка по стенам из ж. б. плит вразбежку
6. Брус 20×20 см
7. Колесоотбойный брус 20×20 см.

Расчетная схема



Узел А



Инженерно-геологические условия.

Описание пород - песчаники средне и мелкозернистые серовато-бурые с прослоями алевролита. Породы на глинистом цементе, легко выветриваемые, сильноразмягчаемые. По трещинам напластования глины мягко-и тугопластичные. Трещины с раскрытием 1-2 мм, выполненные кальцитом, реже полые. Преобладают три системы трещин:

I система - Аз пад 10, ∠ 80°
II система - Аз 170, ∠ 70°
III система - Аз. пад 220 ∠ 75°
Породы с Аз пад 220°∠ 40°

Степень трещиноватости пород - средняя (по СНиП II-16-76)

Коэффициент крепости пород по Протодьяконову и для расчета крепи составляет 2-1,5

Характер водопроявлений и особенности подземных вод - породы естественной влажности, отмечается просачивание воды по трещинам на поверхности тоннеля и в шпурах.

Возможный характер деформаций пород и оценка их устойчивости - деформация в виде отслоений и выпадения отдельных блоков пород объемом до 1,0 м³

Расчеты произвел:
Инженерно-геологическое обоснование составил:

ПАСПОРТ КРЕПЛЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

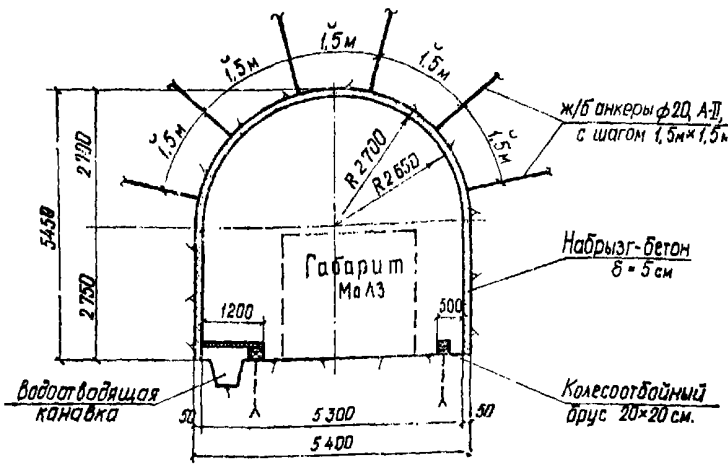
АНКЕРНОЙ КРЕПЬЮ

Спецуправление:
Объект:
Наименование выработки:

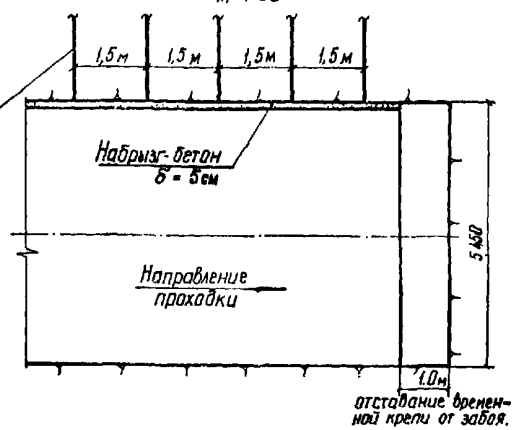
Участок

Конструкция временной крепи

Общий вид
м 1:50



Продольный разрез
м 1:50



Основные объёмы работ на 1 п.м.

	Наименование работ		Ед. изм.	Количество на 1 п.м.
1.	Разработка породы		м³	26.0
2.	Установка ж/б анкеров ф 20, А-II, ℓ-2,5м d-1,5-1,5 м		шт. / пс	4 / 2,2
3.	Нанесение набрызг бетона толщиной 5 см.	свод / стены	м²	8,3 / 5,5
4.	Устройство пешеход. настила и колесоотбойного бруса	доски 5×20 см	м²	1,0
		брус 20×20 см	м³	0,08
		клиновые анкеры ℓ-1,0м	компл	2.0

Расчеты произвел.

Инженерно-геологическое обоснование составил.

Инженерно-геологические условия

Описание пород - туфопесчаники по составу неоднородны и представлены в нижней части разреза (мощность 25-30 м) туфоконгломератами, сменяющимися гравелистыми крупно- и мелкозернистыми песчаниками, часто с отчетливо выраженной слоистостью мощностью 0,5-2,0 м. Верхняя часть (20-25м) толщи отличается переслаиванием туфопесчаника с прочной фельзитоподобной породой. В общей массе туфопесчаники обладают псаммитовой структурой, состоят из обломков полевого шпата, кварца, порфиритов и диабазов, сцементированных кремнисто-кварцевым, туфовым цементом, крепкие.

Степень трещиноватости пород - слабая (по СНиП II-16-76).

Коэффициент крепости по Протодьяконову - 8-10.

Характер водопроявлений и особенности подземных вод - породы естественной влажности, по отдельным трещинам выходы воды в виде струй, редко капёж.

Возможный характер деформаций пород и оценка их устойчивости - возможны обрушения отдельных небольших блоков до 0,5 м³ в местах пересечения туннеля с границами пачек.

ПАСПОРТ КРЕПЛЕНИЯ ВЫРАБОТКИ

СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КРЕПЬЮ

Спецуправление

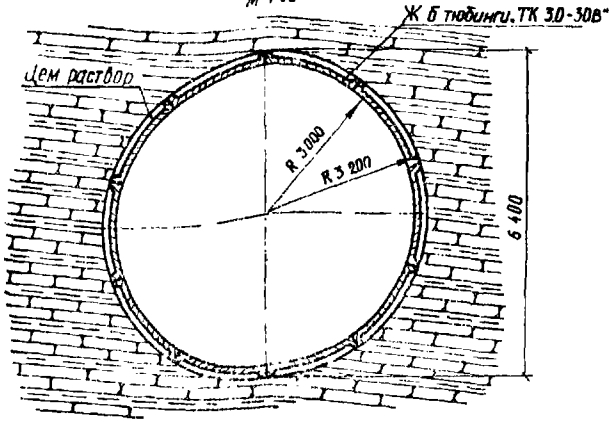
Объект:

Наименование выработки:

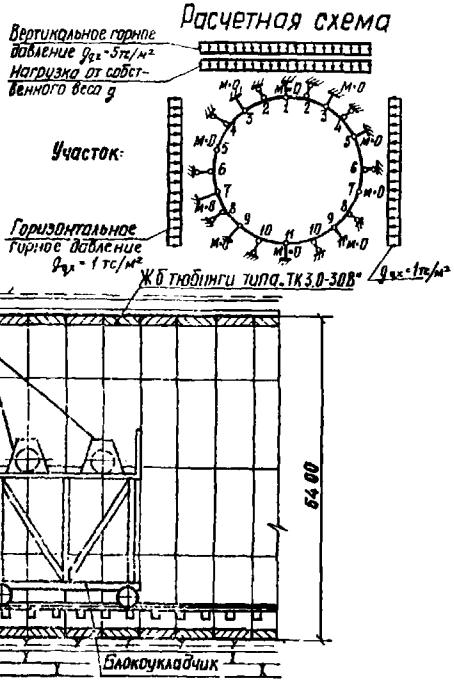
Конструкция временной крепи

Общий вид

м 1:50



Расчетная схема



Основные объемы работ на одну заходку l - 0,5м (кольцо).

№№ п/п	Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во
1	Разработка породы	м³	24,12
2	Установка ж. б. тюбингов	шт / м³	10,0 / 2,0
3	Нагнетание цем. раствора за тюбинги	м³	0,92
4	Устройство заполнит. цементации	м²	15,1
5	Нанесение торкрета	м²	14,13
6	Установка мет. сетки №-30-2,0	м²	14,33

Расчеты произвел

Инженерно геологическое обоснование составил:

Инженерно-геологические условия

Описание пород - горизонтально залегающие песчаники, переслаивающиеся с аргилитами. Песчаники серые, тонкозернистые, с тонкослоистой структурой, обусловленной наличием частных слойков алевролитового и аргиллитового состава. Аргиллиты черные с тонкой сланцеватой отдельностью. Содержание аргиллитов в массиве около 30%.

Породы при вскрытии выветриваются, аргиллиты - до мелкощебнистого состояния.

Выделяются трещины отдельности, тектонические и напластования с шириной раскрытия 1-2мм, полые, редко с кальцитовым заполнителем. Наблюдались единичные крупные тектонические трещины с шириной раскрытия 3-5см, заполненные дресвяно-щебнистым материалом с суглинком.

Степень трещиноватости пород - от средне- до сильнотрещиноватых (СНиП-16-76).

Коэффициент крепости пород по Протодьяконову для расчета крепи - 2,5 и 2,0.

Характер водопроявлений и особенности подземных вод - водопроявления приурочены к многочисленным трещинам, почти вся поверхность покрыта текущей водой, либо увлажнена.

По соотношению временных сопротивлений сжатию в сухом и водонасыщенном состояниях все разновидности пород - размягчаемые.

Возможный характер деформаций пород и оценка их устройства - средняя устойчивость пород с вероятностью образования относительно больших рушений за контуром отработки (глубиной 0,5 и более метров).

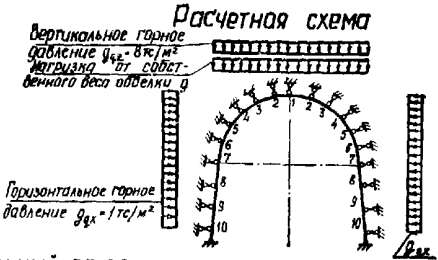
ПАСПОРТ КРЕПЛЕНИЯ ВЫРАБОТКИ
МОНОЛИТНОЙ БЕТОННОЙ КРЕПЬЮ

Спецуправление:

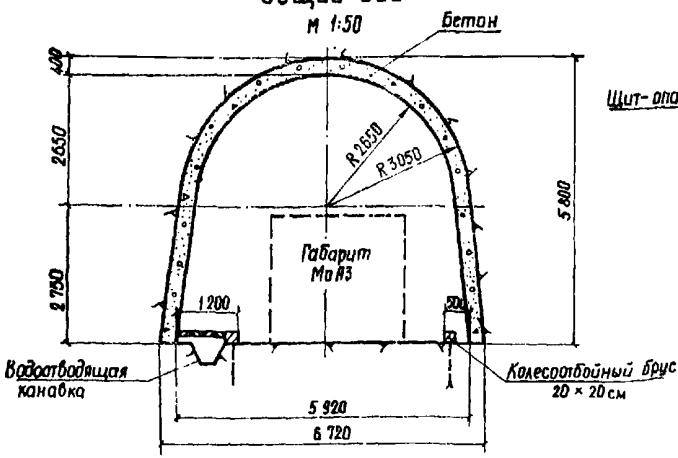
Объект:

Наименование выработки: **Конструкция временной крепи**

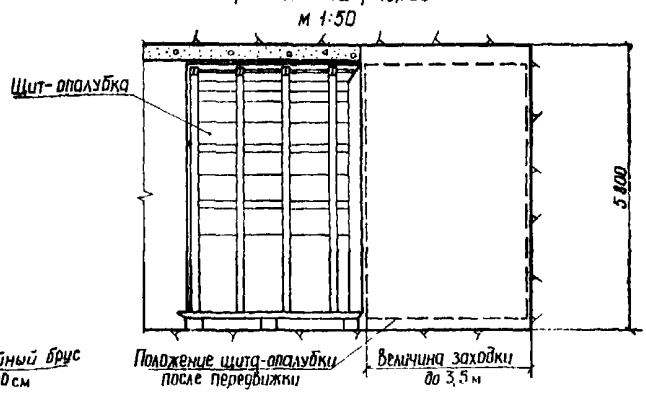
Расчетная схема



Общий вид
м 1:50



Продольный разрез
м 1:50



Основные объёмы работ на 3,5м тунеля (1 заходка).

№ п/п	Наименование работ		Ед. изм.	на 1 п.м.	Всего на 1 заходку
1.	Укладка бетона временной крепи.		м³	5.8	20.3
2.	Разработка породы.		м³	32.2	112.7
3.	Устройство пешеходн. настила и колесоотбойного бруса.	доски 5×20см	м²	1.0	3.5
		брус 20×20см	м³	0.08	0.28
		клин анкеры l=1.0м	компл.	2.0	7.0
4.	Устройство затампонительной цементации		м²	15.08	52.78

Расчеты произвел

Инженерно-геологическое обоснование составил

Инженерно-геологические условия.

Описание пород - часто (через 5-10см) переслаивающиеся песчаники мелко- и тонко-зернистые с карбонатно-глинистым цементом, в основном средней прочности и алевролиты от песчанистых до глинистых, с карбонатно-глинистым цементом средней прочности. Соотношение песчаников и алевролитов пачки (мощностью ≈10м) меняется от 30 до 70%. Пачка (мощностью ≈ 8м) алевролитов от песчанистых до глинистых, с карбонатно-глинистым цементом, средней прочности, в отдельных прослоях малопрочные, на воздухе подвержены быстрому выветриванию, особенно при переменном высушивании и увлажнении.

Степень трещиноватости пород - средняя (по СН и П II-16-76).

Коэффициент крепости по Протодьяконову для расчета крепи - 1,5 и 1.0.

Характер водопроявлений и особенности подземных вод - породы естественной влажности в отдельных местах увлажнение, а по отдельным трещинам капеж со свода.

Возможный характер деформаций пород и оценка их устойчивости - деформаций в виде отслоения и обрушения блоков со свода до 1,0-1,5 м³ породы в местах пересечения туннеля с границами пачек песчаника и алевролита.

Приложение 8
Справочное

Формулы в единицах МКГСС к основному тексту:

$g_{qzn} = \beta\gamma_r h_q$, тс/м^2 (здесь γ_r — объемный вес грунта, тс/м^3) (1)

$$g_{qzn} = \beta\gamma_r h_{q1} \quad (3)$$

$$g_{qzn} = \frac{a\,\gamma_r}{f_м} \quad (5)$$

$$g_{qxn} = \gamma_r (h_q + 0{,}5\,h)\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (6)$$

$$N_a = \gamma_r h_{q1} a^2 \leqslant \frac{\pi d^2}{4} R_{st}. \quad (10)$$

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

1. Общие положения 3
2. Типы временной крепи. Конструкция. Область применения. 5
3. Нагрузки на временную крепь 11
4. Расчет временной крепи 13
5. Контроль качества временной крепи 21

Приложение 1. Обязательное. Основные параметры и характеристики пород 24

Приложение 2. Рекомендуемое. Расчет анкерной и набрызгбетонной крепи 30

Приложение 3. Рекомендуемое. Пример расчета крепи из армокаркасов. Пример конструкции 36

Приложение 4. Рекомендуемое. Примеры расчета арочной крепи. Пример конструкции 44

Приложение 5. Рекомендуемое. Пример расчета крепи из сборного железобетона 56

Приложение 6. Рекомендуемое. Примеры расчетов монолитной бетонной крепи 60

Приложение 7. Рекомендуемое. Примеры паспортов временной крепи 68

Приложение 8. Справочное. Формулы в единицах МКГСС 73

Формат бумаги 60×90 1/16. Бумага типографская № 2. Зак. 1410.
Уч-изд. л. 5,0. Тираж 600. Цена 46 коп.

Типография института «Гидропроект».

gost.e-ecolog.ru