

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ЛЕНИНА ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ
И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ «ГИДРОПРОЕКТ»
имени С. Я. ЖУКА

РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО АВТОМАТИЗИРОВАННЫМ РАСЧЕТАМ
ТУННЕЛЬНЫХ ОБДЕЛОК

(по программе ТК 1А)

П-763-82
Гидропроект

Министерство энергетики и электрификации СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ
ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ЛЕНИНА ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ
И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ "ГИДРОПРОЕКТ"
ИМЕНИ С.Я.БУКА

УТВЕРЖДАЮ

Главный инженер института

И. П. Доценко И. П. Доценко

31 " мая 1982 г.

РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО АВТОМАТИЗИРОВАННЫМ РАСЧЕТАМ ТУННЕЛЬНЫХ

ОБДЕЛОК

(по программе ТК 1А)

И-763-82

Гидропроект

Зам. главного инженера института

В. Д. Новоженя В. Д. Новоженя

Зам. начальника технического отдела

Л. Б. Шейнман Л. Б. Шейнман

Начальник отдела автоматизированного
проектирования

Ю. Е. Чумичев Ю. Е. Чумичев

Ответственный исполнитель

А. Н. Мордовина А. Н. Мордовина

Москва- 1982

АННОТАЦИЯ

"Рекомендации по автоматизированным расчетам туннельных обделок (по программе ТК IA)" разработаны техническим отделом и отделом автоматизированного проектирования при участии отдела производства работ и отдела подземных сооружений НИСа Гидропроект.

Рекомендации содержат положения СН 238-75 "Указания по проектированию гидротехнических туннелей" с изменениями, утвержденными Госстроем СССР 26 июля 1979 г., главы СНиП II-56-77 "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений", методику расчета обделок туннелей по данной программе.

Рекомендации являются переработкой "Руководства по автоматизированным расчетам туннельных обделок (по программе ТК IA) II-63I-74 " с учетом новых нормативных материалов.
Гидропроект

Рекомендации предназначены для инженеров-проектировщиков гидротехнических туннелей. Рекомендованы к изданию решением комиссии технического совета института "Гидропроект" им.С.Я.Дука от 31 мая 1982 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ

"Рекомендации по автоматизированным расчётам туннельных обделок /по программе ТК 1А/" являются переработкой первого издания в связи с изменениями и дополнениями нормативных документов, совершенствованием программы и накоплением опыта расчётов. Они развивают "Указания по проектированию гидротехнических туннелей" СН 238-73, учитывают изменения и дополнения к ним, утвержденные постановлением Госстроя СССР от 26 июля 1979 г. № 126, а также положения глав СНиП II-50-74 и СНиП II-56-77. Кроме того, в Рекомендации дополнительно включены положения по проектированию конструкций обделок и временной крепи, методика расчёта обделок с учётом пластических шарниров.

При составлении Рекомендаций были проанализированы основные положения расчётов и выполнены расчёты обделок по различным методикам и программам. Эти основные положения можно подразделить на 4 направления, каждое из которых может быть реализовано группой программ.

В первом направлении порода рассматривается как Винклеровское упругое основание, а обделка - как конструкция, лежащая на нем. К этому направлению относятся многочисленные программы, по которым ведутся расчёты рамных конструкций /РАСК/, в том числе и туннелей /программы Метрогипротранса/.

Указанные программы дают результаты близкие по величине и в достаточной мере соответствующие фактической работе конструкции. Они отвечают всем нормативным документам, которые требуют выполнения расчётов на заданные регламентированные нагрузки. К первому направлению относится также программа

ТК 1А.

Во втором направлении порода принимается за упругую весомую полуплоскость, а обделка - за неразрывно соединенную с этой полуплоскостью упругую окантовку отверстия туннеля. Второе направление основано на теории упругости и в наиболее общем виде представлено методикой и программой расчётов, разработанной д.т.н. Фотиевой Н.Н.

Следует отметить, что основные положения этой методики не удовлетворяют требованиям норм, предписывающих выполнение расчётов на регламентированные нагрузки горного давления, кроме того, её основные положения не дают возможность учитывать трещинообразование, пластические деформации в обделках, неоднородность породы, отлипание обделки на отдельных участках породы, не позволяют рассматривать незамкнутые обделки.

Третье направление охватывает группу программ, рассматривающих обделку как раму, опертую на упругую полуплоскость. Расчёты по третьей группе программ позволяют задавать любые нагрузки, учитывать трение и сцепление обделки с породой. Результаты расчётов схожи с результатами, получаемыми по первой группе программ. В условиях опирания на упругую полуплоскость усилия в обделке получаются несколько меньше, чем при опирании конструкции на Винклеровское основание. Однако, расчёты по третьей группе программ пока недостаточно автоматизированы и требуют значительного расхода времени ЭВМ и инженерного труда. Существует также сомнение в фактическом проявлении породой свойств упругой полуплоскости.

Четвертое направление рассматривает породу и обделку как систему малых элементов конечных размеров /МСЭ/, которые в принципе могут иметь самые разные заданные свойства и ра-

ботать по различным законам. Расчёты по четвертой группе программ стали возможными лишь при применении ЭВМ. Однако, как правило, при выполнении расчётов инженеры не располагают достаточными исходными данными по характеристикам породы, отвечающими точности расчёта.

Для решения задач по этой методике приходится затрачивать большое количество инженерного труда и машинного времени. Поэтому расчёты по программам этой группы целесообразно использовать лишь при наличии достаточно полных характеристик пород в случае особо неблагоприятных геологических условий.

Настоящие Рекомендации обеспечивают возможность выполнения проектировщиком расчёта обделки гидротехнического туннеля в обычных условиях, не прибегая к использованию каких-либо дополнительных материалов.

Текст СН 238-73, цитируемых в Рекомендациях, отмечен на полях вертикальной чертой. Нумерация пунктов двойная: без скобок - соответствующая Рекомендациям, в скобках - соответствующая СН 238-73.

Принятые в Рекомендациях буквенные обозначения приведены в прил.9.

Программа ТК IA реализует метод расчёта Метрогипротранса. Она позволяет рассчитывать как замкнутые, так и незамкнутые обделки туннелей с поперечным сечением любой формы, имеющие вертикальную ось симметрии. Обделка может иметь переменную толщину, породы - переменные характеристики по периметру обделки. Приведение всех основных видов нагрузок к узловым, а также учёт всех особенностей совместной работы обделки и породы осуществляется программой автоматически.

Приведенная в настоящих Рекомендациях программа предназ-

начена для ЭВМ типа ЕС, написана на языке ФОРТРАН и позволяет рассчитывать обделки при симметричном загрузении. Время расчёта одного варианта на ЕС-1020 - 3 минуты. В большинстве случаев расчёт выполняется на симметричную нагрузку и пользование программой существенно сокращает машинное время и упрощает составление информации.

Для расчёта несимметричных загрузений рекомендуется программа, приведенная в "Руководстве по автоматизированным расчётам туннельных обделок /по программе ТК 1А/" П-631-74 .
Гидропроект
Указанная программа написана на языке АЛГОЛ-60 в форме входного транслятора ТА-2М для ЭВМ типа М-20 для обделок с одной осью симметрии на нагрузку симметричную и несимметричную. Она эксплуатировалась в Гидропроекте более 7 лет и может быть использована на машинах, имеющих транслятор с языка АЛГОЛ, в частности, на ЭВМ ЕС-1060. Для этого программа адаптирована на конкретном представлении языка АЛГОЛ в операционной системе ОС.

Рекомендации разработаны техническим отделом института /к.т.н. Мордовина А.Н., инж. Лебедев В.Г., инж. Харькова Л.М./ и отделом автоматизированного проектирования /инж. Пикус Е.Г. с участием отдела подземных сооружений НИСа Гидропроекта /д.т.н. Мостков В.И./, отдела производства работ /инж. Еленич А.Б./, а также отдела туннелей Гидроспецпроекта /инж. Володин Б.М./.

I. Основные положения

I.1. Настоящие Рекомендации применяются при расчётах обделок /монолитных, сборных, замкнутого и незамкнутого поперечного сечения/ напорных и безнапорных гидротехнических туннелей.

При расчётах других подземных гидротехнических сооружений /зданий ГЭС, уравнительных резервуаров и т.п./ допускается использовать настоящие Рекомендации при надлежащем обосновании.

I.2. /8.1/. Расчёты обделок гидротехнических туннелей надлежит производить по методу предельных состояний в соответствии с требованиями общесоюзных норм и правил на проектирование строительных конструкций и оснований, а также на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

I.3. /8.2/ Расчёт обделок туннелей должен производиться:

а/ по несущей способности на прочность и в необходимых случаях с проверкой устойчивости формы конструкции /первая группа предельных состояний/;

б/ по трещиностойкости, если трещины не допускаются, или по раскрытию трещин, если раскрытие их допустимо по условиям долговечности обделки туннеля, сохранности массива, а также по величине фильтрационного расхода воды из туннеля /вторая группа предельных состояний/.

I.4. /8.3/ Расчёты обделок по первой группе предельных состояний производятся со следующими коэффициентами:

а/ коэффициент перегрузки η , принимаемый по табл. I/II/.

Таблица I/II/

Наименование нагрузок	:	Коэффициенты перегрузки n
Вертикальное горное давление:		
от веса породы при сводообразовании		I,5
от веса всей толщи пород над туннелем		
или от веса нарушенной зоны		I, I /0,9/
Горизонтальное горное давление		I,2 /0,8/
Собственный вес обделки		I,2 /0,9/
Внутреннее давление воды /с учётом гидравлического удара/		I,0
Давление пульсации потока воды		I,2
Давление подземных вод		I, I /0,9/
Давление раствора при цементации		I,2 /I,0/
Давление от механизмов		I,2

- Примечания: 1. Указанные в скобках коэффициенты перегрузки относятся к случаям, когда применение минимального значения коэффициентов приводит к невыгодному случаю загрузки обделки туннеля.
2. Для нагрузок, определяемых по результатам натурных исследований, коэффициент перегрузки следует принимать равным I,0.
3. При определении расчётного горизонтального горного давления, кроме коэффициента перегрузки горизонтального горного давления, учитывается соответствующий коэффициент перегрузки вертикального горного давления.

б/ коэффициент надёжности k_n и сочетаний нагрузок n_c , принимаемые согласно требованиям п.3.2 главы СНиП II-50-74 "Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования". В п.3.2 главы СНиП II-50-74 приводятся значения

k_n и n_c :

k_n - коэффициент надёжности, учитывающий степень ответ-

ственности, капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний, принимаемый для сооружений:

I класса	- 1,25
II -"-	- 1,2
III -"-	- 1,15
IV -"-	- I, I ,

n_c - коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным для основного сочетания нагрузок - 1;
 для особого сочетания нагрузок - 0,9;
 для сочетания нагрузок в период строительства - 0,95.

Расчёты гидротехнических сооружений по второй группе предельных состояний согласно п.3.8 СНиП II-50-74 допускается производить при k_n равном единице. При этом во всех случаях коэффициенты безопасности по материалу или грунту k принимаются равными единице.

m / коэффициент работы m , принимаемый по табл.2 /I4/.

Таблица 2 /I4/

Вид конструкций	: Коэффициенты условий работы m при расчёте по предельным состояниям	
	I группы	II группы
1. Бетонные обделки /в том числе из набрызг-бетона и прессованного бетона/	I,00	0,9 /0,75/
2. Железобетонные обделки /в том числе предварительно напряженные, из армированного набрызг-бетона и железоторкретные/	I,15	I,30 /I,15/

Примечание: I. Значения коэффициентов, указанные в скобках, должны приниматься при коэффициенте удельного отпора породы $K_c < 200 \text{ кгс/см}^2$, в породах, подверженных суффозии, выщелачиванию, а также при гидрокарбонатной щелочности водосреды менее $0,25 \text{ мг экв/л}$.

2. По условным обозначениям СНиП II-56-77 коэффициенты условия работы арматуры m_a и бетона m_b принимаются равными $m_a = m_b = m$.

I.5. /8.4/ Расчёт обделок по несущей способности должен производиться на возможные наиболее неблагоприятные основные и особые сочетания расчётных нагрузок с применением расчётных характеристик материалов обделок.

I.6. /8.5/ Расчёт обделок на трещиностойкость и по раскрытию трещин должен производиться на основные сочетания нормативных нагрузок с применением нормативных характеристик материалов обделок.

I.7. /8.6/ Расчёт обделок гидротехнических туннелей всех типов /включая фасонные части стальных оболочек/ на любые сочетания нагрузок надлежит производить с учётом отпора породы.

При заложении напорного туннеля на глубине менее трёх его диаметров принимаемая величина отпора породы должна быть специально обоснована.

I.8. /8.7/ При расчёте обделок напорных туннелей на внутреннее давление с учётом величины отпора породы необходимо, чтобы принимаемая величина давления, передаваемого на породу, не превышала веса толщи пород над туннелем.

Необходимость учёта отпора породы при несоблюдении этого условия, а также при расположении напорного туннеля вблизи склона должна быть специально обоснована.

I.9. /8.9/ Допускаемые величины раскрытия трещин из условия долговечности бетона и сохранности арматуры обделок

туннелей I класса должны приниматься по табл.3 /15/.

I.10. Расчёт обделок безнапорных туннелей по раскрытию трещин /предельное состояние II группы/ не обязателен.

Таблица 3 /15/

	Градиент: Допускаемые величины раскрытия трещин, мм, напора : из условия								
	долговечности бетона при гидрокарбонатной щелочнос- ти воды, мг. экв/л				сохранности арматуры при суммарной концентрации ионов Cl^- и SO_4^{2-} , мг/л				
	0,25	I	2	2,5	и	до	100	200	400- 1000
	:	:	:	более	:	50	:	:	:
До 5	0,1	0,18	0,35	0,5	0,5	0,4	0,35	0,3	
50	0,07	0,15	0,32	0,45	0,5	0,4	0,35	0,3	
300	0,05	0,12	0,28	0,4	0,4	0,3	0,25	0,2	

Примечание: I. Градиент напора в обделках принимается при коэффициентах фильтрации породы:

$$a/k_{\varphi} \leq 10^{-4} \text{ см/с} \quad J_n = 1;$$

$$b/k_{\varphi} \geq 10^{-2} \text{ см/с} - \text{ по формуле } J_n = \frac{1000\rho - H_n}{h_{\text{ос}}^2},$$

где ρ - внутреннее давление воды, кгс/см²;

H_n - напор подземных вод, см;

$h_{\text{ос}}$ - толщина обделки, см;

в/ в интервале $10^{-4} < k_{\varphi} < 10^{-2}$ см/с величина

J_n определяется по интерполяции.

Для туннелей II, III и IV классов допускаемые величины раскрытия трещин принимаются соответственно в 1,3, 1,6 и 2 раза большими, чем значения, приведенные в табл.3 /15/, но не более 0,5 мм.

I.11. /8.14/ В расчётах обделок туннелей должна учитываться совместная работа арочной крепи с обделкой.

1.12. /8.15/ При назначении расчётной схемы обделки туннеля должна учитываться последовательность возведения обделки.

1.13. /8.16/ В тех случаях, когда в плане располагается несколько параллельных туннелей, в расчёте на прочность должно учитываться взаимное влияние соседних туннелей.

1.14. /С.17/ Расчёт бетонных и железобетонных обделок туннелей на температурные воздействия следует производить при расчётной разности температур более 30°C .

1.15. Расчёт и конструктивные мероприятия при проектировании обделок в сейсмических районах изложены в "Руководстве по проектированию гидротехнических туннелей" М., Стройиздат, 1982.

1.16. Во всех статических расчётах обделок с учетом отпора породы необходимо иметь в виду, что закон независимости действия сил не действует и расчёт производится на всю совокупность нагрузок расчётного случая.

1.17. При проектировании незамкнутых обделок и временной арочной крепи необходима проверка напряжений под опорами стен и стоек. Для постоянной обделки величина расчётного сопротивления породы должна быть установлена на основании геологических исследований. В условиях строительства допускается расчётные сопротивления смятия под опорами принимать для скальных пород по рекомендациям Э.Г.Каюмова

$$R_{cm} = (0,3 - 0,35) R_{c\text{ сжр}}$$

где $R_{c\text{ сжр}}$ - предел прочности на сжатие образца породы; для мягких грунтов

$$R_{cm} = K, R_0$$

где R_0 - условные расчётные давления на грунты основания

по прил.4 главы СНиП II-15-74; k_1 - по формулам (1) и (2) того же прил.4.

1.18. При расчёте обделок напорных и безнапорных туннелей противодействие воды в швах бетонирования и в сечениях между швами бетонирования не учитывается.

2. Рекомендации по назначению поперечного сечения

2.1. Форма и размеры поперечного сечения туннеля определяются его назначением, режимом работы, геологическими и гидрогеологическими условиями его заложения. Эти факторы влияют также на выбор материала, конструкции обделки и на способ производства работ по сооружению туннеля.

2.2. Безнапорные туннели проектируются, как правило, корытообразного сечения, наиболее удобного по условиям производства работ при проходке. При наличии подземных вод предусматривается дренаж их внутрь туннеля, так как обделка корытообразной формы плохо работает на подобные нагрузки.

2.3. /2.9/ Поперечное сечение кругового очертания принимается для безнапорных туннелей, проходящих в породах, развивающих горное давление, несимметричное относительно вертикальной оси сечения, в набухающих породах, а также при высоком напоре подземных вод.

Круговое сечение для безнапорных туннелей может применяться также при механизированной проходке комбайнами и щитами и в районах высокой сейсмичности.

Другие, более сложные формы поперечного сечения туннеля практически не применяются из-за неудобства производства работ.

2.4. Обделки безнапорных туннелей по условиям прочности проектируются бетонными, по условиям раскрытия трещин допускается постановка арматурной сетки со стороны внутренней поверхности по всему контуру или только в шельге.

2.5. В напорных туннелях, как правило, принимают поперечное сечение кругового очертания. В устойчивых слаботрепчатых скальных породах допускается для удобства производ-

ства работ принимать коробовое и корытообразное очертание напорного туннеля.

2.6. /6.6/ Бетонные монолитные трещиностойкие обделки в напорных туннелях должны применяться в породах с $f_{кр} \geq 4$. Нетрещиностойкие обделки из монолитного бетона надлежит применять в однородных слаботрещиноватых породах той же крепости, а также в сильнотрещиноватых породах при условии проведения укрепительной цементации.

В неоднородных сильнотрещиноватых породах трещинообразование в обделках, как правило, неравномерное.

В расчётах бетонных обделок должно быть выполнено условие прочности $\frac{P_e \text{ (кгс/см}^2\text{)}}{K_o \text{ (кгс/см}^3\text{)}} \leq 1/7$, обеспечивающее восприятие породой внутреннего давления воды. Заглубление при этом должно составлять не менее половины величины внутреннего напора в метрах.

2.7. Обделки напорных туннелей, как правило, выполняются нетрещиностойкими из железобетона с ограничением величины раскрытия трещин и проверкой допустимости величины фильтрации.

2.8. /6.II/ Комбинированные /двухслойные/ обделки высоконапорных туннелей с внутренней стальной оболочкой допускается предусматривать только в исключительных случаях, при необходимости обеспечения водонепроницаемости при надлежащем технико-экономическом обосновании .

Наружное кольцо комбинированной обделки, как правило, принимается бетонным и минимальной толщины и имеет чисто конструктивное значение.

Обычно эту конструкцию применяют при внутреннем давлении воды более 10 кг/см^2 в слабых породах, на протяженных участках

зон тектонических нарушений, а также на примыканиях напорных туннелей к зданию ГЭС, где необходимы повышенные требования к водонепроницаемости обделки.

Проектирование комбинированных обделок выполняется в соответствии с "Руководством по проектированию гидротехнических туннелей", ЦОГРО издат, 1982

2.9. Нетрещиностойкие обделки экономичнее трещиностойких, они имеют меньшую толщину и больший процент армирования при том же сечении арматуры. В обделке при малой жесткости сечения возникают существенно меньшие усилия /особенно изгибающие моменты/, так как большая часть нагрузки воспринимается породой, величина раскрытия трещин оказывается существенно меньшей, чем в обделках с повышенной жесткостью сечения. Влияние жесткости обделки на естественную работу показано на рис. I.

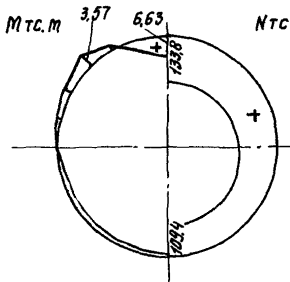
2.10. Толщину обделок гидротехнических туннелей рекомендуется принимать в следующих границах:

$$h_{обд} = (0,2 + 0,1) z_g ,$$

где верхний предел рекомендуется для туннелей с $z_g \leq 2$ м, а нижний предел - для $z_g \geq 5$ м. Для обделок некругового очертания вместо z_g принимается $\frac{B}{2}$.

При назначении толщины обделок учитываются условия производства бетонных работ в туннеле. Минимальная толщина монолитных бетонных обделок принимается 20 см, монолитных железобетонных - 25 см, из набрызгбетона - 10 см /п.9.4 СН 238-73/.

Эпюры M и N при учете жесткости бетонного сечения $E_{об} = 2 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2$



Эпюры M и N при учете жесткости арматуры $F_0 = 0,003 \text{ м}^2$, $E_{об} = 2 \cdot 10^7 \text{ тс/см}^2$

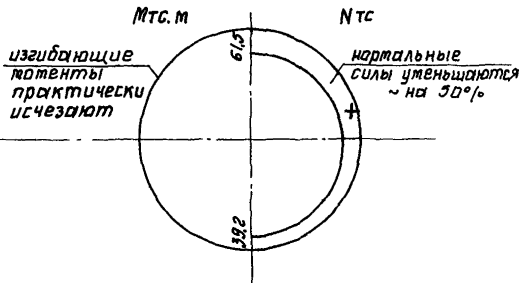


Рис. 1. Влияние жесткости обделки на ее статическую работу
 ($D = 6,0 \text{ м}$; $h_{об} = 0,4 \text{ м}$. $K = 1,5 \cdot 10^3 \text{ тс/м}^3$, $K_0 = 50 \text{ кгс/см}^3$
 нагрузки: g , $q = 10 \text{ тс/м}^2$, $P_0 = 50 \text{ тс/м}^2$)

3. Нагрузки, воздействия и их сочетания

3.1. /7.1/ Нагрузки и воздействия разделяются на постоянные и временные /длительные, кратковременные и особые/.

3.2. /7.2/ К постоянным нагрузкам и воздействиям относятся:

- горное давление;
- собственный вес обделки;
- воздействия предварительного напряжения.

3.3. /7.3/ К временным длительным нагрузкам относятся: внутреннее давление воды в туннеле при нормальном подпорном уровне в водохранилище;

давление подземных вод.

3.4. /7.4/ К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся:

давление пульсации потока воды;

внутреннее давление воды в туннеле от гидравлического удара;

давление раствора на обделку туннеля при выполнении цементации;

давление от механизмов при производстве работ.

3.5. /7.5/ К особым нагрузкам и воздействиям относятся сейсмические и взрывные воздействия;

внутреннее давление воды в туннеле при форсированном подпорном уровне или от действия гидравлического удара при полном сбросе нагрузки;

усилия, возникающие вследствие изменения температуры, набухания и усадки бетона, ползучести породы.

3.6. /7.6/ Нагрузки и воздействия надлежит принимать

следующих сочетаниях:

основных, составляемых из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий;

особых, составляемых из постоянных, временных длительных, некоторых кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

3.7. /7.7/ Нагрузки и воздействия должны приниматься в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного и строительного случаев.

3.8. В программу ТК IА задаются нормативные нагрузки с соответствующими коэффициентами перегрузки. Для расчётов по первому предельному состоянию коэффициенты перегрузки принимаются по табл.1, по второму предельному состоянию коэффициенты перегрузки равны единице.

3.9. /7.9/ Для безнапорных туннелей I класса и напорных туннелей I и II классов величина горного давления на обделку или крепь туннеля должна определяться натурными исследованиями на участках с характерными инженерно-геологическими условиями. Для остальных классов туннелей величину горного давления допускается определять по пп. 3.10 /7.10/ - 3.14 /7.14/ или принимать по аналогам.

Примечание. Для выработок глубокого заложения /500 м и более/ величина горного давления должна определяться специальными методами, учитывающими в определенных условиях пластическое состояние породы и другие специфические явления. На предварительных стадиях расчёта допускается определять горное давление по пп. 3.10 и 3.14.

3.10. /7.10/ Величина вертикального горного давления в породах с $f_{кр} < 4$ должна приниматься равной массе породы

в объеме, ограниченном сводом обрушения, если расстояние от кровли выработки до дневной поверхности больше двух высот свода обрушения. При меньшем заглублении туннеля величина вертикального горного давления принимается равной весу толщи пород над ним.

В этом случае величина горизонтального давления определяется по формуле (4), где множитель $h + 0,5 H_0$ принимается равным толще пород над туннелем.

3.11. /7.11/ Нормативные величины вертикального q^H и горизонтального e^H горного давления при сводообразовании в породах с $f_{кр} < 4$ должны приниматься равномерно распределенными по пролету и высоте выработки /см. рис.2/ и определяться по формулам:

$$q^H = \beta \gamma_n h, \quad (1)$$

где β - коэффициент, принимаемый при пролете выработки $B_0 < 6,0$ м $\beta = 0,7$ и при $B_0 \geq 6,0$ м равным 1,0;

γ_n - объемный вес породы, тс/м³;

h - высота свода обрушения, м.

при этом

$$h = \frac{L}{2f_{кр}} \quad (2)$$

где

$$L = B_0 + 2H_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right) \quad (3)$$

L - пролет свода обрушения, м;

H_0 - высота выработки, м;

φ^k - кажущийся угол внутреннего трения /прил.2/;

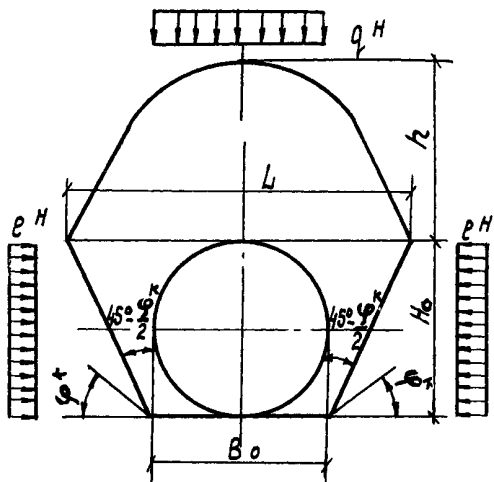


Рис. 2. Схема свода обрушения
в породах $\sigma < f_{кр}$

$$e^H = \gamma_n (h + 0,5H_0) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2}), \quad (4)$$

но не более величины вертикального горного давления.

3.12. /7.12/ Величину горного давления в породах с $f_{кр} \geq 4$ надлежит принимать равной весу породы в объеме нарушенной зоны.

3.13. /7.13, 5.3/ Нормативная величина вертикального горного давления в породах с $f_{кр} \geq 4$ при $B_0 < 6,0$ м определяется в соответствии с указаниями п.3.II /7.II/, а при $B_0 \geq 6,0$ м по формуле:

$$q^H = \gamma_n h_n, \quad (5)$$

где h_n - глубина нарушенной зоны, определяемая по данным натуральных исследований или по формуле

$$h_n = k, B_0 \quad (6)$$

k , - коэффициент, принимаемый по табл.4 /7/.

Таблица 4 /7/

Коэффициент крепости $f_{кр}$	Коэффициент k , при степени трещиноватости пород		
	слаботрещиноватые	трещиноватые	сильнотрещиноватые
4	0,20	0,30	0,40
от 5 до 9	0,10	0,20	0,30
10 и более	0,05	0,10	0,15

Примечание. При расчёте анкерной крепи в слаботрещиноватых породах при глубине нарушенной зоны более 1,5 м величину q^H надлежит уменьшать на 20%.

3.14 /7.14/ Нормативная величина горизонтального горного давления должна приниматься:

- в породах с $f_{кр} \leq 4$ - по формуле (4);
- в породах с $f_{кр} > 4$ - как правило, равной нулю;
- сильнотрещиноватых породах $e^H = 0,1 \gamma_n H_0$.

При высоте стен туннеля более 6 м величина горизонтального горного давления определяется из условия предельного равновесия отдельных скальных блоков, отсеченных трещинами.

3.15. Горное давление при расчёте временной крепи определяется по характеристикам и состоянию горного массива в условиях строительного периода, при расчёте постоянной обделки - по характеристикам пород с учётом фактических условий эксплуатационного периода.

3.16. Горное давление при расчёте арочной /рамной/ крепи принимается согласно пп. 3.9-3.11.

Допускается рассчитывать арочную /рамную/ крепь на нормативное горное давление при сроке работы этой крепи до возведения обделки не более одного месяца. Отклонение от этого условия должно быть обосновано в проекте.

3.17. Горное давление при расчёте анкерной крепи принимается согласно пп. 3.12-3.13. При закреплении выработок железобетонными анкерами горное давление на обделки туннелей, как правило, не должно учитываться, за исключением случаев возможного увеличения горного давления после возведения обделки /например, вследствие проходки близлежащих выработок, проходки нижних уступов, набухания породы и т.д.).

3.18. В напорных туннелях, залегающих в размокающих или набухающих породах величины горного давления q^H и e^H , коэффициента удельного отпора породы k_0 и модуля деформации по-

роды E_{II} , принимаемые для расчёта обделок, должны определяться с учётом изменения свойств массива породы при его водонасыщении в процессе эксплуатации туннеля.

3.19. Постоянная обделка, включающая металлическую крепь в качестве жесткой арматуры, рассчитывается:

а/ по первому предельному состоянию - на полные нагрузки определяемые по условиям эксплуатационного периода;

б/ по второму предельному состоянию - на разность нагрузок эксплуатационного и строительного периодов.

3.20. В программе ТК IА горное давление может задаваться различным на различных участках, причем, может быть несимметричным. Обычно горное давление принимается симметричным и постоянным по пролету выработки (q^n) и по высоте (e^n).

Для определения расчётных нагрузок от горного давления может быть использован график на рис.3 /в этом случае расчётные нагрузки в программе задаются с коэффициентами перегрузки $n = 1$. Графики на рис.3 и 3а составлены с использованием характеристик пород, приведенных в СНиП II-44-78 "Тоннели железнодорожные и автодорожные" /приложение/.

3.21. Собственный вес обделки учитывается программой автоматически, для чего задаются объёмный вес обделки /тс/м³/ и коэффициент перегрузки / $n = 1,2$ и $n = 1,0$ соответственно для первого и второго предельных состояний/.

3.22. В программе внутреннее давление воды задается в шельге обделки /тс/м²/. Изменение давления по высоте учитывается при этом автоматически. Коэффициент перегрузки $n = 1$.

3.23. В исходных данных к расчёту давление подземных вод задается в шельге, а изменение его по высоте учитывается автоматически. Коэффициент перегрузки $n = 1,1$ и $n = 1$ соот

ответственно для первого и второго предельных состояний.

3.24. При отсутствии подземных вод, а также в опорожненных туннелях давление воды $/p_H$ и $p_B/$ задается равным ординате её уровня относительно отметки шельги со знаком минус или с коэффициентом перегрузки $\mu = 0$.

В безнапорных туннелях внутреннее давление воды в шельге задается равным нулю $/p_B = 0/$.

При расположении уровня воды /внутренней или наружной/ в пределах высоты обделки давление воды задается равным ординате уровня воды относительно шельги со знаком минус.

3.25. Давление подземных вод за цементационной завесой при отсутствии данных специальных испытаний допускается принимать равным 0,3-0,4 расчётного напора согласно п.2.22 главы СНиП II-54-77 "Плотины бетонные и железобетонные".

3.26. Расчёт прочности выполняются как на основные, так и на особые сочетания нагрузок.

В основные сочетания нагрузок входят:

- собственный вес обделки $g = \mu g^H$ ($\mu = 1, 2$);
- горное давление $q = \mu q^H$ ($\mu = 1, 5$ или $1, 1$);
- внутреннее давление воды с учетом гидравлического удара, возможного в условиях нормальной эксплуатации, p_E ($\mu = 1$);
- давление подземных вод $P_H = \mu p_H^H$ ($\mu = 1, 1$).

Для безнапорных туннелей основные сочетания составляют:

I. Эксплуатационный случай, $\mu_c = 1$:

- собственный вес обделки;
- горное давление;
- давление безнапорной воды в туннеле;
- давление подземных вод.

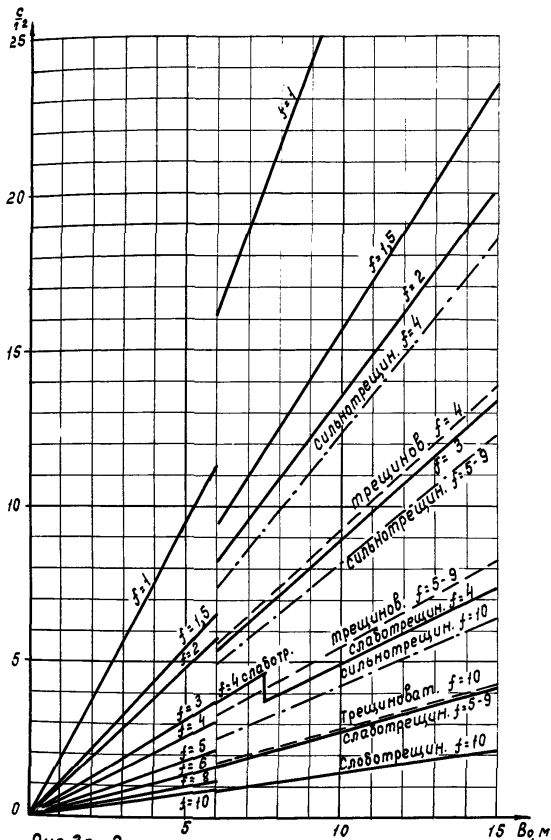


Рис.3а График расчетных нагрузок от вертикального горного давления (при $H_0 = 1.2 B_0$)

II. Ремонтный случай, $\eta_c=0,95$:

- собственный вес обделки;
- горное давление;
- давление подземных вод, если оно имеется.

Для напорных туннелей основными сочетаниями являются:

I. Эксплуатационный случай, $\eta_c=I$:

- собственный вес обделки;
- горное давление;
- внутреннее давление воды с учетом гидравлического удара, возможного в условиях нормальной эксплуатации;
- давление подземных вод /при обосновании его наличия

II. Ремонтный случай, $\eta_c=0,95$:

- собственный вес обделки;
- горное давление;
- давление подземных вод.

В особых сочетаниях к этим нагрузкам добавляется одно из возможных особых воздействий: сейсмические и взрывные воздействия /см. главу СНиП II-1-81 / или внутреннее давление воды в туннеле при форсированном подпорном уровне или от действия гидравлического удара при полном сбросе нагрузки.

В обделках напорных туннелей определяющим для арматуры обычно является расчёт на эксплуатационный случай. Расчёт орожденного туннеля является поверочным.

4. Расчётные схемы

4.1. Расчётная схема туннельной обделки определяется поперечным сечением, способом производства работ и принятыми условиями взаимодействия обделки с вмещающим массивом пород.

При этом следует стремиться к плавному очертанию осевой линии поперечного сечения обделки, т.к. наличие резких переломов может привести к значительному увеличению изгибающих моментов.

4.2. При составлении расчётной схемы криволинейная ось обделки заменяется ломаной, а отпор породы - реакциями отдельных упругих опор, которые принимаются по оси обделки и в местах её перелома.

Расчетная схема обделки кругового очертания - см. рис. 4а.

4.3. В обделках с плоским лотком, сооружаемых в породах, не оказывающих горизонтального горного давления, рекомендуется исключить лоток из работы обделки путём выполнения его после завершения осадок, что обычно соответствует условиям производства работ. Такое решение является более экономичным. Расчётная схема - см.рис.4б.

Эта же расчётная схема целесообразна также в обделках, сооружаемых в породах с горизонтальным горным давлением, в том случае, если усилия от горизонтального горного давления не превосходят силы трения в опорах.

В туннельных обделках с плоским лотком, залегающих в слабых породах, оказывающих горизонтальное горное давление, лоток выполняет роль распорки. Расчётная схема - см. рис.4в.

4.4. Поэтапность возведения обделки учитывается расчё-

том свода с выносными пятами. Расчётная схема приведена на рис. 4г /строительный период/. Очертание оси свода рекомендуется принимать циркульным, обеспечивающим, обычно, минимальное значение изгибающих моментов.

Обычно статическая работа свода в условиях строительства более благоприятна, чем в полной конструкции и поэтому дополнительной проверки не требует.

4.5. Расчётная схема с учетом этапности работ после завершения возведения отделки примет вид, изображенный на рис. 4д /эксплуатационный период/. Такая стержневая расчётная схема неустойчива и плохо отражает фактическую работу конструкции, что может привести к неоправданному завышению изгибающих моментов.

Поэтому рекомендуется в этом случае в породах с $f_{кр} < 4$ рассчитывать отделку без учета опирания свода, принимая ось плавного очертания /рис. 4б/.

В породах с $f_{кр} \geq 4$ допускается производить расчёт на раздельно свода и стенок нагрузки, приложенные к данной части конструкции. При возведении отделки рекомендуется устройство замыкающих швов-блоков, обеспечивающих раздельную работу конструкции. После завершения осадок замыкающие блоки бетонируются. При наличии наружного давления воды стены могут анкероваться к породе.

4.6. При назначении очертания оси отделки не следует принимать внутренние углы между смежными элементами менее 90° . В месте резкого перелома оси отделки рекомендуется в вершине угла иметь опору, причем коэффициент отпора породы для этой опоры принимается на порядок меньше расчётного. В непосредственной близости от такой опоры располагаются опоры с расчётным

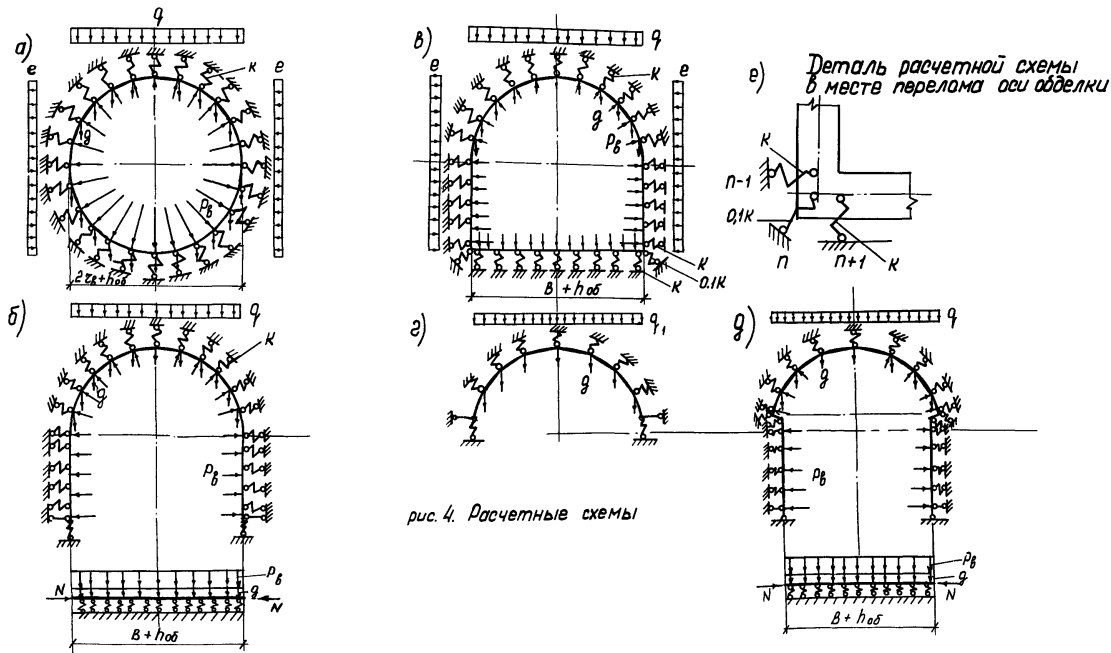


рис. 4. Расчетные схемы

коэффициентом отпора породы. В узле сопряжения стен и лотка такие опоры удобно располагать по граням элементов /на $0,5h_{сг}$ /, чтобы получить граничные изгибающие моменты /рис.4е/.

4.7. Расчёты обделок безнапорных туннелей по первой группе предельных состояний в случае, когда

толщина обделки превышает минимальную /см.п.2.10/, допускается выполнять с учётом образования пластических шарниров в обделке туннелей. Расчёт конструкции с пластическими шарнирами приведен в прил.4.

5. Учет отпора породы

5.1. /8.II/ В расчётах обделок туннелей отпор породы характеризуется коэффициентом удельного отпора породы K_0 или модулем деформации породы E_{II} и коэффициентом поперечной деформации ν_n /коэффициент Пуассона/ с учетом повышения этих характеристик в случае искусственного закрепления пород, окружающих туннель.

Для напорных туннелей круговой формы, расположенных в однородных изотропных породах, зависимость между E_{II} , K_0 и ν_n определяется формулой

$$E_{II} = 100 K_0 (1 + \nu_n) \quad (7)$$

При этом следует учитывать пп. 1.7 /8.6/ и 1.8 /8.7/.

5.2. В программе ТКИА отпор породы учитывается коэффициентом отпора K , который принимается равным для выработок кругового очертания

$$K = \frac{E_{II}}{z_H (1 + \nu_n)} = \frac{K_0 \cdot 100}{z_H} \text{ кгс/см}^3 = 1000 \frac{K_0 \cdot 100}{z_H} \frac{\tau_c}{\text{м}^3}, \quad (8)$$

для выработок некругового очертания

$$K = \frac{K_0 \cdot 100}{B/2 + h_{0\delta}} \cdot 1000 \tau_c / \text{м}^3 \quad (9)$$

под пятами свода и ленточным фундаментом

$$K_n = \frac{K_0 \cdot 100}{1,34 (1 - \nu_n) B} \text{ кгс/см}^3 = \frac{K_0 \cdot 10^5}{1,34 (1 - \nu_n) B} \tau_c / \text{м}^3 \quad (10)$$

где K_0 - кгс/см³,

B - ширина пяты свода или фундамента, см.

5.3. /8.12/ При расчёте гидротехнических туннелей I и II классов деформативные характеристики пород E_{Π} или K_0 должны определяться на характерных инженерно-геологических участках по данным натуральных исследований, выполняемых методами: напорных выработок; штампов; сейсмоакустическими и прессиометрическими.

Для туннелей III и IV классов надлежит предусматривать натурные исследования сейсмоакустическими и прессиометрическими методами, при этом допускается использование аналогов.

5.4. /8.13/ Для предварительных расчётов значения коэффициентов удельного отпора K_0 для трещиноватых пород допускается определять по графику рис.5, по прил.2 или по аналогам.

Примечание. В слаботрещиноватых породах с $f_{кр} \leq 10$ значения K_0 , полученные по графику рис.5, необходимо увеличивать на 30%.

5.5. При определении коэффициента удельного отпора учитываются фактическое состояние породы и условия её работы. В период эксплуатации обделки следует учитывать происшедшее разуплотнение породы и возможное увеличение обводнения в связи с подъемом уровня водохранилища. В строительный период /при расчёте временной крепи/ предполагается меньшее обводненность массива и нарушение его в сравнении с эксплуатационным периодом.

5.6. Учёт отпора породы при расчёте арочной крепи позволяет уменьшить сечение элементов крепи, что приводит к экономии металла. Причем, достаточно обеспечить отпор лишь на горизонтальном диаметре, т.к. по своду и стойкам имеет место отлипание.

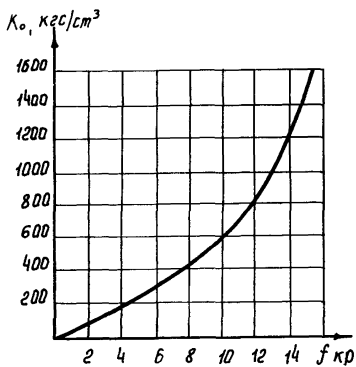


Рис. 5. График зависимости коэффициента удельного отпара K_0 от коэффициента крепости парады $f_{кр}$ для трещиноватых парод

При определении коэффициента удельного отпора породы для арочной крепи учитывается опирание её по ширине полки и распределение давления по толще затяжек под углом 45° .

5.7. Коэффициент отпора породы при расчёте арочной крепи определяется по формуле

$$K^{кр} = \frac{K_0 \beta \varepsilon \cdot 100}{0,5 B_0} \cdot 1000 \text{ Тс/м}^3, \quad (\text{II})$$

где β - коэффициент, учитывающий деформируемость, забутовки между крепью и породой /определяется по графику рис.6/.

ε - коэффициент, учитывающий ширину контакта крепи с породой $\varepsilon = \frac{L}{T_M}$ /см.рис.6/.

При отсутствии исходных данных рекомендуется приближенная формула

$$K^{кр} = (0,002 \div 0,04) K. \quad (\text{I2})$$

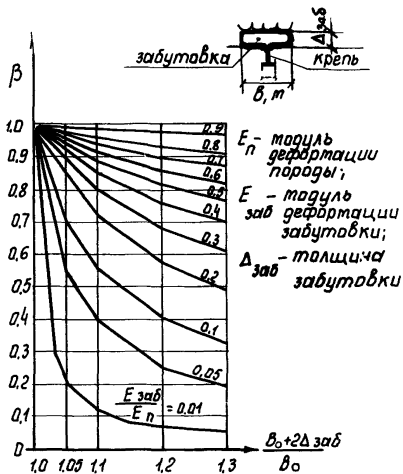


Рис. 6. Определение коэффициента β

6. Учет жесткости сечения обделки

6.1. При расчёте обделок напорных туннелей по I группе предельных состояний на сочетания нагрузок, включающие внутреннее давление воды /эксплуатационный случай/ учитывается жесткость арматуры /взадании принимается $E_{об} = E_a /$.

При расчёте напорных туннелей по II группе предельных состояний на те же виды нагрузок для нетрещиностойких обделок принимается жесткость арматуры, для трещиностойких обделок жесткость бетонного сечения.

Обделки безнапорных туннелей на все виды нагрузок и обделки напорных туннелей на сочетания нагрузок без внутреннего давления воды /ремонтный случай/ рассчитываются с учётом жесткости бетонного сечения.

Жесткость бетонного сечения определяется при $E_{об} = 0,7 E_c$.

6.2. Для определения жесткости бетонного сечения в исходные данные к расчёту задаются толщина обделки и модуль упругости $E_{об}$.

6.3. Для определения жесткости арматуры при расчете напорных туннелей в программе ТК1А задается площадь сечения арматуры (F_a , m^2/m) и её момент инерции (J_a , m^4/m) относительно центральной оси сечения.

6.4. Для напорных туннелей площадь сечения арматуры определяется предварительно по проценту армирования, принимаемому равным I-I, 5% при расчётном и 0,5% при конструктивном армировании. При этом напряжения в арматуре принимаются $\sigma_a = 2000-2500$ кгс/см².

Для удобства расчётов приведен график на рис.7а. Задаваясь процентом армирования, при данном коэффициенте удельного

отпора породы, определяют напряжения в арматуре. По напряжениям определяют величину раскрытия трещин /рис.76/.

6.5. При назначении армирования обделок напорных туннелей должна предусматриваться арматурная сетка у внутренней поверхности. В слабых породах с $K_0 \leq 150 \text{ кгс/см}^3$ применяется симметричное армирование.

При наличии в пределах сечения обделки прокатных профилей временной крепи, последние используются в работе конструкции и учитываются в расчёте, при условии замыкания в пределотка гибкой арматурой, установленной по расчёту. При этом обязательна также арматурная сетка сечением $\frac{F_a}{2}$ у внутренней поверхности обделки.

С учетом всего вышеизложенного назначается сечение арматуры и вычисляется момент инерции металла относительно центральной оси на основании положений сопротивления материалов /размерность в метрах/.

Площадь сечения арматуры /металла/ и момент инерции могут быть различными по периметру обделки.

Для симметричного армирования момент инерции равен

$$J_a = F_a \left(h_{\text{ос}}/2 - a \right)^2, \text{ м}^4.$$

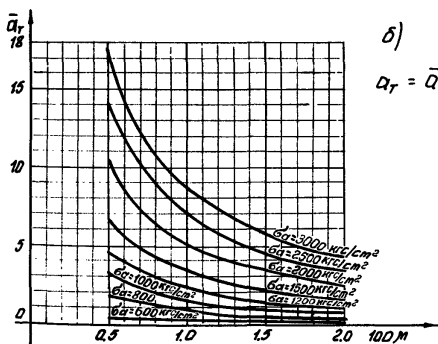
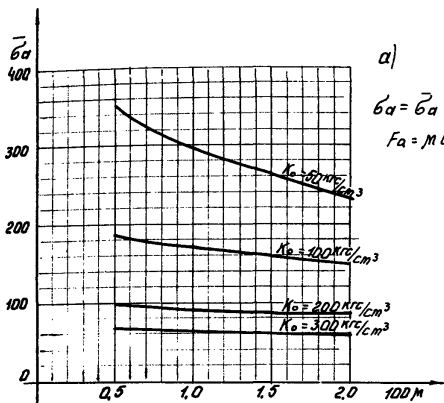


Рис. 7а,б. Определение напряжения в арматуре и величины раскрытия трещин в обделках напорных туннелей

7. Задание на расчёт по программе ТК IA

7.1. Очертание обделки задается осевой линией, имеющей одну вертикальную ось симметрии. Начало координат помещается в шельге свода /точка 1/.

На каждой половине осевой линии обделки должно располагаться от 8 до 30 точек. Между точками кривая заменяется прямой, таким образом криволинейная рама заменяется полигональной. При назначении большего количества точек точность решения увеличивается. Оптимальное количество точек на каждой половине I3-I5.

7.2. Задание содержит:

а/ координаты точек осевой линии обделки, соответствующие толщине элементов и коэффициенты отпора породы.

Координаты точек круговых обделок подсчитываются ЭВМ, для этого задаются количество точек и радиус оси обделки;

б/ модуль упругости обделки $E_{об}$ (тс/м²) в соответствии с п.6.1;

в/ объемный вес материала обделки (тс/м³) с соответствующим коэффициентом перегрузки для определения нагрузки от собственного веса;

г/ нагрузки с коэффициентами перегрузки /см.п.3.26/.

7.3. Удобные формы заданий на расчёт:

а/ для обделок безнапорных туннелей некругового очертания

Таблица 5

№ точки	X	Y	$h_{об}$	K	$E_{об}$
	м	м	м	тс/м ³	тс/м ²
1	0,0000	0,0000			
2					
3					
4					

8. Оценка результатов расчёта

8.1. Результатом статического расчёта обделки на ЭВМ являются эпюры /выдача по точкам/ изгибающих моментов M , минимальной силы N и опорных реакций R .

8.2. Проверка на окончание расчётов выполняется ЭВМ, которая оценивает сходимость двух последних итераций.

8.3. По эпюрам M и N оценивается результат полученного счёта. При правильном вводе исходных данных и отсутствии сбоев в машине результат должен отвечать следующим положениям:
а/ в обделках кругового очертания, рассчитываемых с жесткостью бетонного сечения, изгибающие моменты от горного вертикального давления возникают в верхней части обделки. Максимальный изгибающий момент при минимальной сжимающей силе в обделках безнапорных туннелей и максимальный изгибающий момент при максимальной растягивающей силе в обделках напорных трещиностойких туннелей возникают в шельге. Примерно в четверти пролета обделки создаются изгибающие моменты противоположного знака. В нижней части обделки изгибающие моменты во всех сечениях весьма малы.

б/ в обделках безнапорных туннелей корытообразного сечения, сооружаемых раздельно, с устройством лотка в последнюю очередь, эпюра изгибающих моментов в своде такая же, как и в обделках кругового очертания.

в/ в обделках безнапорных туннелей корытообразного сечения, сооружаемых сразу на полный профиль, наибольшие отрицательные изгибающие моменты возникают в углах примыкания стен к лотку, положительные - в пролете лотка. Изгибающие моменты и нормальные силы в своде мало отличаются от таковых в разомкнутой обделке или в своде круговой обделки. Нормаль

ная сжимающая сила возрастает от шельги к пятам. При наличии свода с выносными пятами, опертого на породу, нормальные силы в стенах корытообразной обделки малы;

г/ в гибких обделках напорных туннелей, рассчитанных с учетом жесткости арматуры, изгибающие моменты во всех сечениях очень малы. Максимальная нормальная сила - в шельге, минимальная - в лотке.

Характерные очертания эпюр изгибающих моментов и нормальных сил для безнапорных и напорных туннелей различных пролетов, залегающих в породах различной крепости, см. прил.8.

8.4. При наличии отклонений от изложенных выше положений необходимо выяснить причину этих отклонений.

8.5. После выполнения статического расчёта производится расчёт сечений бетонных и железобетонных обделок по первой и второй группам предельных состояний согласно прил.3. Примеры расчёта см. прил.7.

Программа ТК1А

Постановка задачи и построение модели

Расчёт туннельной обделки, работающей совместно с окружающей средой, представляет сложную задачу, не имеющую точного решения для обделок произвольного сечения переменной жесткости при анизотропии породы.

При возведении обделки туннеля между контуром выработки и обделкой возможно образование зазора, заполняемого под давлением цементационным раствором. Этим обеспечивается совместность деформации обделки и горных пород, что дает возможность рассматривать конструкцию и окружающую среду как единую упругую систему. При этом среда сопротивляется перемещению на нее обделки /отпор/ и не сопротивляется при перемещении обделки в противоположном направлении /зона отлипания/.

Все расчётные методы содержат различные упрощающие предпосылки. Существует тенденция эти предпосылки уточнять так, чтобы получилось более полное совпадение с действительной работой конструкции. Повышение точности расчёта связано с увеличением объема вычислений и, как следствие, с применением ЭВМ.

Из различных методов расчёта конструкций обделок можно выделить методы строительной механики. Эти методы себя хорошо зарекомендовали, так как точность расчётов по ним согласуется с точностью исходных данных, а результаты вполне приемлемо отражают работу конструкции.

Для описываемой программы ТК 1А выбран метод, предложенный в Строгипротрансе и базирующийся на работах В.Н. Лемочки

на. Такая программа впервые была создана Христовым С.Б. [1].

Под действием нагрузок обделка деформируется и изменяет свою форму и положение относительно контура выработки. Сплошная связь между обделкой и окружающей средой заменена дискретной в виде отдельных упругих опор. Эти опоры работают только тогда, когда обделка перемещается в сторону породы. Сами односторонние связи можно рассматривать как линейно-деформируемые и не связанные друг с другом. При наличии односторонних ^{ся}выключающих связей не применим принцип независимости действия сил, и расчёт ведется одновременно на весь комплекс действующих нагрузок.

Поме допущений, связанных со вмещающей средой, принимаются следующие:

- плавное очертание оси обделки заменяется ломаной;
- действие нагрузок заменяется усилиями, сосредоточенными в вершинах ломаной;
- непрерывное изменение жесткости заменяется ступенчатым, постоянным на каждой из сторон ломаной.

Рассматривается задача с вертикальной осью симметрии. Принимается также, что подошвы стен незамкнутых обделок не смещаются в горизонтальном направлении /например, ввиду наличия сил трения/, но имеют возможность перемещаться в вертикальном направлении и упруго поворачиваться относительно оси, проходящей через середину пяты. Трение между обделкой и породой не учитывается.

Таким образом, получается статически неопределимая система с односторонними связями. Очевидно, чем больше число сторон многоугольника, тем лучше воспроизводится действительная статическая работа конструкции.

Для расчёта такой системы целесообразно применение метода сил, который даёт меньшее число неизвестных, чем метод перемещений. За основную систему принимается стержневая цепь, полученная введением шарниров в вершины ломаной. В качестве лишних неизвестных взяты групповые неизвестные - симметричные и кососимметричные пары моментов в симметричных шарнирах и вертикальная сила в замке.

Лишние неизвестные определяются решением канонических уравнений.

$$A_0 \vec{x} + \vec{\Delta}_p = 0, \quad (1)$$

где A_0 - матрица перемещений основной системы от действия единичных неизвестных;

\vec{x} - вектор групповых неизвестных;

$\vec{\Delta}_p$ - вектор грузовых членов.

Из-за специального подбора групповых неизвестных и симметрии задачи система канонических уравнений распадается на две неизвестные системы

$$A \vec{x} + \vec{\Delta}_p = 0 - n+1 \text{ порядка} \quad (2)$$

$$A^* \vec{x}^* + \vec{\Delta}_p^* = 0 - n-1 \text{ порядка}, \quad (3)$$

где n - число точек для половины обделки,

A^* - матрица перемещений основной системы, получаемая из матрицы A вычеркиванием первых и последних столбцов строки.

В данном случае кососимметричные неизвестные равны нулю. При определении перемещений учитывается влияние изгибающих моментов, нормальных сил и реакций основания, т.е.

$$\delta_{ik} = \sum \int \frac{\vec{M}_i \vec{M}_k}{E J_m} dS + \sum \frac{\vec{N}_i \vec{N}_k S_m}{E F_m} + \sum \frac{\vec{R}_i \vec{R}_k}{D_m} \quad (4)$$

Аналогично и для $\delta_{i\rho}$. Влияние поперечных сил незначительно, поэтому они не учитываются. После решения системы канонических уравнений (2) определяются лишние неизвестные.

Нормальные силы и реакции основания находятся из:

$$N_i = N_{i\rho} + \sum N_{ik} x_k \quad (5)$$

$$R_i = R_{i\rho} + \sum R_{ik} x_k \quad (6)$$

При программировании методов строительной механики удобным является использование матричного аппарата, что и сделано в настоящей работе. При этом основная часть алгоритма заимствована из [1], учтен опыт работ Гидропроекта [2] и сделаны существенные дополнения, которые дают возможность рассчитывать обделки с образованием пластических шарниров, а также уточнять основную систему в процессе последовательных приближений /выключение связей, работающих на растяжение/.

Уточнение основной системы

После определения изгибающих моментов, нормальных сил и реакций основания может оказаться, что некоторые связи работают на растяжение, что физически невозможно. Тогда встает вопрос о поиске правильной зоны отлипания. В зоне отлипания жесткости связей должны приниматься равными нулю.

Чтобы не менять основную систему и порядки матрицы коэффициентов канонических уравнений, удобно принимать жесткости этих связей не равными нулю, а очень малыми.

В программе предусмотрены различные возможности для поиска зоны отлипания. При этом всегда, когда реакции всех связей работают на сжатие, расчёт прекращается, т.к. это исходное положение основной системы.

а/ итерационный поисковый процесс.

После каждой итерации проверяются знаки всех реакций. Для связей с $R_i < 0$ соответствующие податливости умножаются на 10^4 . Податливости связей, стоящих на границе зон отлипания, умножаются на 2. Процесс состоит из десяти итераций, но вообще количество их можно менять. В результате итерационного процесса возможны несколько вариантов результата:

- процесс сошелся - начиная с какой-то итерации результаты постоянны;
- процесс не сошелся;
- процесс заиклился.

При этом эпюра реакции повторяется через несколько итераций, и увеличение числа итераций картины не изменит. Если этот цикл состоит всего из двух-трех итераций, а зоны отлипания пульсируют то увеличиваясь, то уменьшаясь на одну точку на границах, это означает, что неудачно выбраны точки деления оси обделки. Обычно достаточно поставить дополнительную точку и процесс сойдется. Если две итерации мало отличаются по результатам, можно пользоваться любой из них, либо средними значениями.

Если такой цикл состоит больше, чем из двух-трех итераций и нет пульсации зон отлипания, а они резко меняются, то результаты с помощью итерационного поискового процесса получить нельзя и нужно обратиться к другим возможностям. Нужно иметь в виду, что во многих итерационных процессах существе-

нен выбор начального приближения. Здесь за начальное приближение принимается, что все связи работают на сжатие.

Возможен случай, когда нет ни заикливания, ни сходимости. В этом случае следует увеличить количество итераций и проследить за результатом. В принципе процесс должен либо сойтись, либо заиклиться.

б/ задание зоны отлипания.

Вводится характеристический вектор, описывающий положение зон отлипания.

в/ поиск зоны отлипания в верхней части обделки.

Программа последовательно считает, что в зону отлипания не попадает ни одной точки, затем точка 1, затем 1 и 3 и т.д., т.е., последняя симметрично расширяется от щельги, пока количество и номера связей в зоне отлипания не совпадут с предполагаемым или не будет достигнут заданный предельный размер зоны отлипания.

Зону отлипания создают обычно горное вертикальное давление, собственный вес обделки и вода в туннеле без напора. Напорная вода в туннеле может уменьшить или даже уничтожить зону отлипания. Значит, если заданы только эти три вида нагрузки, то такой поиск зоны отлипания достаточно верен, по крайней мере, для обделок круглых или близких к ним.

Наружное давление воды не изменяет картины зон отлипания. Но, если туннель высокий, то он в некоторых случаях может как бы всплыть и теоретически зона отлипания может появиться под туннелем. В случае преобладания бокового горного давления могут появиться зоны отлипания сбоку. Эти два случая не учтены алгоритмом поиска зоны отлипания.

Краткое описание программы

Программа предназначена для расчёта замкнутых и незамкнутых туннельных обделок с вертикальной осью симметрии с учётом податливости горных пород по методу Метрогипротранса.

Расчёт может быть произведен на следующие виды нагрузок:

- вертикальное горное давление;
- боковое горное давление;
- давление напорной или безнапорной воды в туннеле;
- давление подземных вод или безнапорной воды;
- собственный вес обделки.

Силы трения и сцепления обделки с породой не учитываются. Возможно задание шарниров в точках разбивки обделки и изгибающих моментов в них, что позволяет рассчитывать сборные обделки, задавая изгибающий момент $M=0$ или задавая в точках, работающих как упруго-пластический шарнир, изгибающий момент $M \neq 0$.

Программа написана на языке ФОРТРАН IV и транслирована на ЭВМ ЕС 1020. Программа состоит из основной программы и четырех подпрограмм *POOILR*, *POOTBA*, *POOING*, *POOIRS*. Кроме этих подпрограмм и подпрограмм библиотеки ФОРТРАН используются две подпрограммы из пакета научных подпрограмм *SIMQ* решение системы линейных алгебраических уравнений методом исключения и *ARRAY* - преобразование одномерного массива в двумерный и наоборот [3, 4].

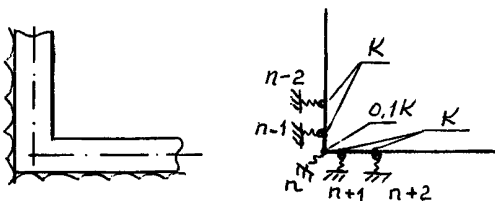
Инструкция по подготовке исходных данных для расчёта

Очертание сечения обделки задается осевой линией, при этом ввиду вертикальной оси симметрии рассматривается только

половина сечения.

Начало координат помещается в шельге свода. Осевая линия в программе представляется точками, из которых первая всегда располагается в шельге свода, а последняя в точке замыкания в нижней части для замкнутых или в точке опоры для незамкнутых обделок. Остальные точки располагаются на оси между первой и последней, причем, часть из них, в характерных точках обделки таких, как углы, переломы. Максимальное количество точек на одной половине 30, но это число можно увеличить, введя соответствующие описания массивов в подпрограммах, при этом следует учесть, что возможности такого расширения связаны с оперативной памятью ЭВМ. Для расчёта рекомендуется иметь на одной половине 13-15 точек. При назначении большего количества точек точность решения увеличивается, но при этом увеличивается объем исходной информации и время счёта /хотя оно и невелико/.

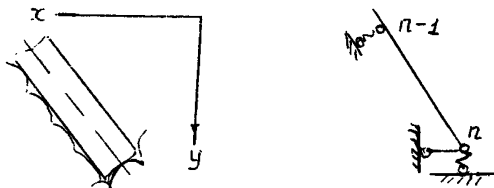
В углах, близких к прямому и меньше его, следует принимать расположение точек /а следовательно и опор/ так, как это показано на рисунке.



Опоры $n-1$ и $n+1$ располагаются по границе на расстоянии половины толщины обделки от угла и имеют расчётный коэффициент отпора породы. Для угловой опоры следует принять $K_n = 0,1 K$,

где $K = \min (K_{n-1}, K_{n+1})$.

В незамкнутых обделках в пяте принимается следующее за крепление



Опора n всегда располагается параллельно оси y , т.е. вертикально, её податливость определяется коэффициентом упругого отпора в пяте. Горизонтальное перемещение пяты отсутствует.

Порядок расположения перфокарт исходной информации следующий:

I. Номер варианта.

Формат I2, позиции на перфокарте I,2.

Если подложить чистую перфокарту, будем иметь номер 0

2. а/ Признак упрощенной информации для круглого туннеля (KZU4).

} 0 - информация полная

KZU4 есть } I - упрощенная информация для круглого туннеля

Формат I1, позиция на перфокарте 1.

б/ Признак задания информации о площади поперечного сечения и моментов инерции сечения обделки (KZU8).

} 0 - нет информации о площади поперечного сечения и моментов инерции сечения обделки

KZU8 } I -

Формат I 1 , позиция на перфокарте 2.

в/ Количество точек разбиения для половины сечения ($N \leq 31$).

Формат I 2, позиция на перфокарте 3,4

г/ Высота сечения обделки в пяте для разомкнутых обделок (Z) .

Z есть $\left. \begin{array}{l} \leq 0 \\ I \end{array} \right\} \begin{array}{l} 1. \text{ Для замкнутых обделок} \\ 2. \text{ Если не учитывается поворот сече-} \\ \quad \text{ния пяты для разомкнутой обделки.} \end{array}$

$H(N)$ - высота сечения обделки в пяте, м .
/см. ниже/.

Формат F 4,2, позиции на перфокарте 5+8.

д/ Модуль упругости обделки /EM/, т/м².

Формат E 8.2, позиции 9+16 .

3. При $KZU4 = I$ задается массив (RHK) из трех элементов: срединный радиус и высота сечения обделки, м, коэффициент упругого отпора породы, т/м³.

Форматы, соответственно, F 5.2, F 4.2, E 7.3

Позиции на перфокарте 1+5, 6+8, 10+16.

4. При $KZU4 = 0$ задаются

а/ Массив абсцисс точек разбиения для срединной линии сечения обделки ($X(N)$), м .

Формат (10 F 8.5), т.е. на абсциссу каждой точки приходится восемь последовательных позиций, на одной перфокарте размещаются абсциссы десяти точек.

б/ Массив ординат для тех же точек ($Y(N)$), м .

Формат и расположение на перфокартах такие же, как и для

массива абсцисс.

в/ Массив высот сечений обделки для тех же точек
($H(N)$), м.

Формат (I6 F 5.3), т.е. одно число занимает пять последовательных позиций, на одной перфокарте размещаются I6 чисел.

г/ Массив коэффициентов упругого отпора породы в тех же точках ($KY(N)$), т/м³.

Формат (I0 E 8.3), т.е. одно число занимает восемь позиций и на одной перфокарте размещается десять чисел.

5. При $KZU 8 = I \wedge KZU 4 = I$.

а/ Площадь поперечного сечения обделки (NS), м².

Формат E 8.3, позиции на перфокарте I+8.

б/ Момент инерции поперечного сечения обделки (MOM), м⁴

Формат E 8.3, позиции на перфокарте 9+I6.

6. При $KZU 8 = I \wedge KZU 4 = 0$.

а/ Массив площадей поперечного сечения обделки
($NS(N-1)$), м².

Формат (I0 E 8.3), одно число занимает восемь последовательных позиций, на одной перфокарте размещаются I0 чисел.

б/ Массив моментов инерции поперечного сечения обделки
(MOM (N-I)), м.

Формат и расположение на перфокартах такое же, как и в предыдущем массиве.

7. Признак исследования зоны отлипания в шельге ($KZU 6$
 $KZU 6$ есть $\left. \begin{array}{l} \right\} 0 - \text{не исследуется} \\ \left. \right\} \neq 0, \text{целое} - \text{максимальное количество точек} \\ \text{в зоне отлипания.} \end{array} \right.$

Формат I2, позиции на перфокарте I,2.

При $KZU6 \neq 0$ и целом принимается, что зона отлипания расположена в шельге и программа последовательно проверяет это предположение, расширяя зону отлипания каждый раз на одну точку до значения заданного для $KZU6$.

В этом случае $KZU7$ должно равняться 0.

8. Признак расчёта обделки с заданной зоной отлипания ($KZU7$).

$KZU7$ есть $\left. \begin{array}{l} 0 - \text{зона отлипания не задана} \\ I - \text{зона отлипания задана} \end{array} \right\}$

Формат I1, позиция на перфокарте 1.

Если $KZU7=I$, то зона отлипания определяется характеристическим массивом $WPI(N)$. /см.ниже/.

В этом случае $KZU6$ должно равняться 0.

9. Признак расчёта обделки с пластическими шарнирами ($KZU9$).

$KZU9$ есть $\left. \begin{array}{l} 0 - \text{пластические шарниры отсутствуют} \\ I - \text{расчёт на наличие пластических шарниров} \end{array} \right\}$

Формат I1, позиция на перфокарте I.

10. а/ Напор воды в туннеле (CWN), т/м².

Задаётся относительно начала координат /шельги свода/. Может принимать положительные, нулевые, отрицательные значения, что соответствует напору, туннелю, заполненному без напора и частично заполненному туннелю. Отсутствие воды лучше всего отразить коэффициентом перегрузки $MUWN=0$ /см. ниже/, тогда значение CWN безразлично.

Формат F 7.2, позиции на перфокарте I+7.

б/ Напор воды вне туннеля (CNR), т/м².

Его значения принимаются также, как и в предыдущем пункте.

Отсутствие воды лучше всего отразить коэффициентом перегрузки $NUNR=0$ /см. ниже/.

Формат $N 7.2$, позиции на перфокарте 8+14.

II. Объемный вес материала бетонной обделки, (GAM) т/м³.

Формат $F 4.2$, позиции на перфокарте 1+4.

I2. Коэффициент перегрузки вертикальной составляющей горного давления $(NUNV)$.

Формат $F 4.2$, позиции на перфокарте 1+4.

I3. Коэффициент перегрузки горизонтальной составляющей горного давления $(NUNG)$.

Формат и позиции, как в предыдущем пункте.

I4. Коэффициент перегрузки собственного веса обделки (NUS) .

Формат и позиции такие же.

I5. Коэффициент перегрузки для напора воды в туннеле $(NUNW)$.

Формат и позиции такие же.

I6. Коэффициент перегрузки для напора воды вне туннеля $(NUNR)$.

Формат и позиции такие же.

I7. При $KZU9=1$ задаются:

а/ Количество шарниров $(PL1)$
 $PL1 \leq N$

Формат I2, позиции на перфокарте 1-2

б/ Массив номеров точек, где есть шарниры $(PL2)$.

Формат 3 I I2, под каждый номер точки отводятся на перфокарте две последовательные позиции, начиная с первой

Например, позиции 1 2 3 4 5 6 7 8 или 1 2 3 4 5 6 7 8
0 1 0 2 1 5 1 7 1 1 2 1 5 1 7

Здесь шарниры заданы в точках разбивки I, 2, I5 и I7.
в/ Массив изгибающих моментов, заданных в точках с шарнирами.

Формат IO F 8.3 т.е. на момент отводится восемь последовательных позиций, на одной перфокарте размещаются моменты десяти точек. Если моменты равны 0, можно подложить чистые перфокарты.

I8. Интенсивность вертикальной нагрузки от горного давления в точках разбивки - массив $(PYL(N))$, т/м².

Если KZU4 = 1, то можно задавать только первый элемент массива PYL(1), но класть необходимое число карт для полного массива.

Формат (I6 F 5.2), число занимает пять последовательных позиций на перфокарте, на одной перфокарте размещаются I6 чисел.

I9. Интенсивность горизонтальной нагрузки от горного давления в точках разбивки - массив $(PxL(N))$, т/м².

Формат, позиции и примечание, касающиеся KZU4 такие же, как и для предыдущего пункта.

20. При KZU7 = 1 вводится характеристический массив $WPI(N)$, в котором число есть признак нахождения точки в зоне отлипания. Если число отрицательно - точка находится в зоне отлипания, если число положительно - точка находится вне зоны отлипания, если нуль - граничная точка. Граничная точка - это точка вне зоны отлипания, ближняя к ней. В пяте незамкнутого туннеля всегда не ноль.

Формат (31 F 2.0), характеристическое число занимает две последовательные позиции на перфокарте. Весь массив располагается на одной перфокарте.

21. При $KZU7 \neq 1$ вводится признак, будет ли проверяться другая заданная зона отлипания ($R2$).

$R2$ есть $\left. \begin{array}{l} \leq 0 \text{ не будет, конец счета} \\ > 0 \text{ будет вводиться и проверяться другая} \\ \text{заданная зона отлипания.} \end{array} \right\}$

При $R2 > 0$ должны периодически повторяться пп. 19 и 20.
Формат $F2.0$ занимает на перфокарте позиции 1,2.

22. При $KZU7 = 0$ вводится признак продолжения счета
/I/.

I есть $\left. \begin{array}{l} < 0_{\text{целый}} - \text{конец счета по программе ТК IA;} \\ = 0 - \text{счёт нового загрузки;} \\ > 0_{\text{целый}} - \text{счет нового варианта обделки.} \end{array} \right\}$

Формат I2, позиции на перфокарте 1,2.

Если признак $I=0$, то далее повторяются пп. 1,6+21, если признак $I > 0$, целый, то повторить все пункты, начиная с 1.

Пользование программой в системе ДЭС/ЕС

Программа $FOOTKS$ находится в библиотеке абсолютных модулей на ЭВМ ЕС1020 в ОАИ института "Гидропроект" и записана именем $FOOTKS$. Для работы программа использует только системные устройства $SYSRES, SYSRDR, SYSIPT, SYSLST$, программа и данные полностью размещаются в памяти, занимая совместно с супервизором $I28 K^{\delta}$ /при ограничении количества точек $N \leq 3I/$.

Для работы с программой нужно в случае совмещения устройств $SYSRDR$ и $SYSIPT$ следующим образом сложить перфокарты

```
//JOB < имя задания > _ [ $\leq$  комментарии >]  
//EXEC FOOTKS
```

< ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ >

/*
/&

здесь: < имя задания > - от одного до восьми алфавитно-цифровых знаков /алфавит латинский/;

< комментарии > - не обязательны

/* - конец файла исходных данных

/& - конец задания, указанного картой JOB.

В случае, если системные устройства ввода *SYSDR* и *SYSIPT* разделены, то на *SYSDR* помещается

// JOB < имя задания > [< комментарии >]

// EXEC ROOTKS

/*
/&
На *SYSIPT* -

< Исходные данные >

/*

Описание результатов работы программы

Программа последовательно печатает всю исходную информацию, а затем таблицу усилий от реакций, нормальных сил и моментов в точках разбивки.

При $KZU6 = 0 \wedge KZU7 = 0$ процесс нахождения зоны отлипания итерационный. При итерации 0 зона отлипания отсутствует. Если программа до итерации 5 находит зону отлипания, она печатает строку:

' ИТЕРАЦИИ СОШЛИСЬ '

' ИТЕРАЦИЯ < номер > ', где номер от 0 до 5
и затем силовые эпюры.

Если итерации не сошлись до 5, то

' ИТЕРАЦИИ НЕ СОШЛИСЬ '

' ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНАЯ ПЕЧАТЬ РЕЗУЛЬТАТОВ ИТЕРАЦИЙ '

’ ИТЕРАЦИЯ < номер > ’

и затем таблицы силовых эпюр, причем, печать итераций и эпюр продолжается до 10 и на этом заканчивается.

Это сделано для исследования зоны отлипания, т.к. часто нет точной сходимости из-за неудачно выбранных точек разбиения, например, для случая, когда в последовательных итерациях одна точка то попадает в зону отлипания, то не попадает.

При $K \geq U_7 = I$.

После таблицы нагрузок печатается

’ ЗАДАННОЕ ОТЛИПАНИЕ ’

затем характеристический массив $WP_1(N)$ и таблицы силовых эпюр.

Вся эта печать повторяется столько раз, сколько задано характеристических массивов $WP_1(N)$.

При $K \geq U_6 \neq 0$ печатаются номера итераций и таблицы силовых эпюр к ним, пока зона отлипания не совпадет с искомой или пока номер итераций не будет таким же, каким задано $K \geq U_6$. Количество точек искомой зоны отлипания равно номеру итераций, а количество точек в найденной зоне отлипания определяется количеством отрицательных усилий реакций в таблице силовых эпюр.

В программе растягивающие нормальные силы обозначены знаком "минус", сжимающие - знаком "плюс".

Л и т е р а т у р а

1. Христов С.Б. Исследование статической работы монолитных обделок подковообразного очертания". Основания, фундаменты и механика грунтов. 15, 1968
2. Руководство по автоматизированным расчётам туннельных обделок по программе ТКИА, Гидропроект. М., 1975
3. Операционная система ДЭС/ЕС Справочник. М, Статистика, 1977.
4. Сборник научных программ на ФОРТРАНЕ. Выпуск 2, М, Статистика 1974 .

Приложение 2

Классификация горных пород и их характеристика

Степень крепости пород	Породы	Коэффициент прочности по роду $f_{кр}$	Коэффициент удельного сопротивления K_0 , кгс/см ²	Коэффициент Пуассона ν	Каждый угол трения φ^k	Объемный вес γ_n т/м ³	Группа пород по гл. СНиП IV-13-71
I	2	3	4	5	6	7	8

В высшей степени крепкие породы

Наиболее крепкие, плотные и вязкие кварциты и базальты, исключитель-

ные по крепости другие породы 20-25 более 1000^к 0,09-0,14 87° 2,8-3,0 XI

Очень крепкие граниты, кварцевый порфир, кремнистый сланец, менее крепкие, чем указанные выше, кварциты, самые крепкие известняки и песчаники

15 1000^к 0,10-0,20 85° 2,6-2,7 X

Крепкие Гранит (плотный), гранитовые породы, очень крепкие песчаники и известняки, кварцевые рудные жилы, крепкий конгломерат, очень крепкие железные руды

10 560 0,14-0,20 82,5° 2,5-2,6 IX

1	2	3	4	5	6	7	8
	Известняки (крепкие), некрепкий гранит, крепкие песчаники, крепкий мрамор, доломит, колчеданы	8	400	0,18-0,27	80°	2,5	УШ
Довольно крепкие	Обыкновенный песчаник, железные руды	6	300	0,18-0,30	75°	2,4	УП
	Песчанистые сланцы, сланцевые песчаники	5	250	0,25-0,30	72,5°	2,5	УП
Средние	Крепкий глинистый сланец, крепкие песчаники и известняки, мягкий конгломерат	4	200	0,27-0,32	70°	2,8	УІ
	Разнообразные сланцы (некрепкие), плотный мергель	3	150	0,27-0,30	70°	2,5	У
Довольно мягкие	Мягкий сланец, мягкий известняк, мел, каменная соль, гипс, мерзлый грунт, антрацит, обыкновенный мергель, разрушенный песчаник, спеменированная галька и хряц, каменистый грунт	2,0	100	0,27	65°	2,4	У

1	2	3	4	5	6	7	8
	Щебенистый грунт, разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень, крепкий каменный уголь ($f_{кр} =$ $=1,4-1,8$), отвердевшая глина	1,5	75	0,25-0,27	60°	1,8-2,0	У-IV
Мягкие	Глина (плотная), средний камен- ный уголь ($f_{кр} =1-1,4$), крепкий нанос, глинистый грунт	1,0	50	0,4-0,42	45°	1,8	IV-П
	Легкая песчанистая глина, лесс, гравий, мягкий уголь ($f_{кр} =0,6-$ $-1,0$)	0,8	35-40	0,3-0,35	40°	1,6	П-I
Землистые	Растительная земля, торф, легкий суглинок, сырой песок	0,6	30	0,4-0,45	30°	1,5	I
Сыпучие	Песок, осыпи, мелкий гравий, насып- ная земля, добытый уголь	0,5	25	-	27°	1,7	I
Плыву- чие	Плывуны, болотный грунт, разжижен- ный лесс и другие разжиженные грунты ($f_{кр} =0,1-0,3$)	0,3	-	-	9°	1,5-1,8	I

1 2 3 4 5 6 7 8

* Значения K_0 даны для пород с сомкнутыми трещинами.
При трещинах, заполненных глиной и т.п., приведенные значения следует уменьшить на 20%.

** Категории пород по СНиП (колонка 8).
Показатель может быть использован при составлении сметных соображений на предварительных стадиях проектирования.

Приложение 3

Данные, необходимые для расчёта бетонных и железобетонных сечений обделок туннелей

Нормативные и расчётные характеристики бетона

Таблица I

Проектная марка тяжелого бетона	Вид сопротивления бетона			
	нормативные сопротивления		расчётные сопротивления	
	для предельных состояний второй группы, кгс/см ²		для предельных состояний первой группы, кгс/см ²	
	сжатие осевое / призматическая прочность / R_{np}^H	растяжение осевое R_p^H	сжатие осевое / призматическая прочность / R_{np}	растяжение осевое R_p

По прочности на сжатие

M 150	85	9,5	70	6,3
M 200	115	11,5	90	7,5
M 250	145	13	110	8,8
M 300	170	15	135	10
M 350	200	16,5	155	11
M 400	225	18	175	12

По прочности на растяжение

P 15	-	11,7	-	9
P 20	-	15,6	-	12
P 25	-	19,5	-	15
P 30	-	23,5	-	18
P 35	-	27,0	-	21

Примечание. Ориентировочное значение сопротивления по прочности на сжатие для бетонов, определяемых маркой на растяжение, может быть принято в соответствии с R_p^H . Значения модуля

лей упругости принимаются по проектным маркам по прочности на сжатие с введением коэффициента 0,7.

Начальные и вводимые в статический расчёт
модули упругости бетона

Таблица 2

Модули упругости бетона	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350
Начальные E_b	210000	240000	265000	290000	310000
Вводимые в статический расчёт	147000	168000	185000	203000	217000

/3.3/ Проектные марки набрызгбетона и торкрета следует назначать по прочности на растяжение, но не ниже Р 25. Величины нормативных и расчётных сопротивлений набрызгбетона и торкрета должны приниматься согласно требованиям п.2.II главы СНиП II-56-77 "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений".

Модули упругости набрызгбетона и торкрета для марок Р 25, Р 30, Р 35 должны приниматься равными соответственно $2,4 \cdot 10^5$, $2,7 \cdot 10^5$ и $3,0 \cdot 10^5$ кгс/см².

В связи с изменениями и дополнениями главы СНиП II-56-77 "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений", утвержденными постановлением Госстроя СССР от 31 декабря

ря 1981 года № 283, вводимыми в действие с 1 июля 1982 года, следует:

Таблица 3

Нормативные и расчётные характеристики арматуры

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению R_a^H , кгс/см ²	Расчётные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см ²		
		продольной и поперечной арматуры при расчёте на действие изгибающего момента R_a	поперечной арматуры при расчёте на действие поперечной силы $R_{a,с}$	наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a,с}$
A-I	2400	2300	1800	2300
A-II	3000	2850	2200	2850
A-III				
Ø 6-8	4000	3600	2900	3600
A-III				
Ø 10-40	4000	3750	3000	3750

2/ В табл. 2 /I4/ для железобетонных обделок, рассчитываемых на прочность /I предельное состояние/, коэффициенты условий работы m сооружений III и IV классов принять уменьшенными на 0,05.

Таблица 4

Модули упругости арматуры

Вид и класс арматуры	Модуль упругости арматуры, E_a , кгс/см ²
A-I, A - II	2100000
A- III	2000000

Таблица 5

Формулы для расчета бетонных сечений

Вид напряженного состояния	I группа предельных состояний		II группа предельных состояний	
	расчет прочности		расчет трещиностойкости	расчет величины раскрытия трещин σ_T
Центральное растяжение	_____		$N \leq m b h_{об} R_p$	Только для обделок напорных туннелей кругового очертания $\sigma_T = \sigma_T \frac{p^H}{K_0}$ $\sigma_T = 0,28 + 6,25 \frac{p^H}{K_0} \leq 1$
Внецентренное растяжение	_____		$\frac{6M^H}{1,75 b h_{об}^2} + \frac{N^H}{b h_{об}} \leq m R_p$	_____
Внецентренное сжатие и центральное сжатие	при $e_0 = \frac{M}{N} \leq 0,45 h_{об}$ $K_{нпс} N \leq m b (h_{об} - 2e_0) R_p$ при $e_0 > 0,45 h_{об}$ $K_{нпс} \left(\frac{6M}{b h_{об}^2} - \frac{N}{b h_{об}} \right) \leq 1,75 m R_p$		$\frac{6M^H}{b h_{об}^2} - \frac{N^H}{b h_{об}} \leq 1,75 m R_p$	_____

Формулы для расчета железобетонных сечений

Таблица 6

Вид напряженного состояния	I группа предельных состояний	II группа предельных состояний	
	Расчет прочности	Расчет трещиностойкости	Расчет величины раскрытия трещин σ_T
Центральное растяжение	$K_H \eta_c N \leq m R_a F_a$	$N^H \leq m (\delta h_0 R_p^H + 300 F_a)$	$\sigma_T = \left(\frac{\sigma_a - 200 \psi - 0,0001}{E_a} \right) \epsilon_T \leq [\sigma_T]$ <p>где $\sigma_a = \frac{N^H}{F_a}$; $\epsilon_T = \beta \frac{d}{4m}$; $\beta = 0,5$ $m = \frac{F_a}{\delta h_{об}}$; ψ задан по рис. 6.</p> <p>Для сокращения расчетов рекомендуется пользоваться графиком на рис. 7б основного текста.</p>
Внецентренное растяжение	<p>а) Случай малых эксцентриситетов (сила расположена между арматурой).</p> $F_a = \frac{K_H \eta_c N e'}{m R_a (h_0 - a')}; e' = \frac{h_0 - a'}{2} + e_0$ $F_a' = \frac{K_H \eta_c N e}{m R_a (h_0 - a')}; e = \frac{h_0 - a'}{2} - e_0$ $e_0 = \frac{M}{N}; h_0 = h_{об} - a$ <p>б) Случай больших эксцентриситетов.</p> $F_a = \frac{K_H \eta_c (M_a + N)}{m R_a Z}$ $M_a = M - a_0 S N (h_0 - a')$ $Z = \delta_0 h_0; \delta_0 - \text{по граф. рис. 1}$	$\frac{M^H}{1,75 W_{пр}} + \frac{N^H}{F_{пр}} \leq m R_p^H$ <p>при симметричном армировании $F_a = F_a'$ $F_{пр} = \delta h_{об} + \frac{E_a}{E_b} F_a \cdot 2$</p> $W_{пр} = \frac{\delta h_{об}^2}{6} + \frac{E_a}{E_b} F_a \frac{(h_0 - a')^2}{2 h_{об}}$	<p>По формуле центрального растяжения</p> $\sigma_T = \left(\frac{\sigma_a - 200 \psi - 0,0001}{E_a} \right) \epsilon_T \leq [\sigma_T]$ <p>но $\sigma_a = \frac{N^H e'}{F_a (h_0 - a')}$</p> <hr/> $\sigma_T = \bar{\sigma}_T \frac{d}{100} \leq [\sigma_T], \text{ см}$ <p>$\bar{\sigma}_T$ находится по граф. на рис. 7а и 7б в зависимости от $m = \frac{F_a}{\delta h_0}; \frac{e_0}{h_{об}}$; β_a и марки бетона; $\beta_a = \frac{N^H (e - z)}{F_a z}$</p>

Вид напряженного состояния	I группа предельных сост.	II группа предельных состояний	
	Расчет прочности	Расчет трещиностойкости	Расчет величины раскрытия трещин α_T
Изгиб	$F_{\alpha} = \frac{K_n K_c M}{m R_{\alpha} z}; z = \gamma_0 h_0;$ $\gamma_0 - \text{по графику рис. 1}$ $\gamma_0 \geq 0.7$	$\frac{M}{1.75 W_{пр}} \leq m R_p^H$	$\alpha_T = \bar{\alpha}_T \frac{d}{100} \leq [\alpha_T], \text{ см}$ $\bar{\alpha}_T - \text{по граф. рис. 7}$ $\text{при } M = \frac{F_{\alpha}}{\delta h_0}; \frac{\rho_0}{\rho_{об}}; \sigma_{\alpha} = \frac{M^H}{F_{\alpha} z}$
Внецентренное сжатие $\psi = 1$	$F_{\alpha} = \frac{K_n K_c}{m R_{\alpha}} \left(\frac{M_{\alpha}}{z} - N \right); \rho_0 = \frac{M_{\alpha}}{N} \geq \frac{h_0}{2}$ $M_{\alpha} = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = N(\rho_0 + \frac{h_0 - a'}{2}) = N e;$ $z = \gamma_0 h_0; \gamma_0 - \text{по граф. рис. 1}$ $\gamma_0 \geq 0.7. \text{ При } \gamma_0 < 0.7 \text{ необходимо увеличение сечения или учет } F_{\alpha}'. \text{ Тогда}$ $K_n M_{\alpha} = K_n (M + N \frac{h_0 - a'}{2}) - m F_{\alpha}' R_{\alpha} (h_0 - a')$ $\text{и } F_{\alpha} = \frac{K_n K_c}{m R_{\alpha}} \left(\frac{M_{\alpha}}{z} - N \right) + F_{\alpha}'$ $\text{при } F_{\alpha} = F_{\alpha}' \quad x = \frac{K_n K_c N}{m R_{пр}^H}$ $F_{\alpha} = \frac{K_n K_c N e - m R_{пр}^H x (h_0 - \frac{x}{2})}{m R_{\alpha} (h_0 - a')}$ $\text{при } \rho_0 < \frac{h_0}{6}$ $F_{\alpha}' = \frac{K_n K_c N e - 0.5 m R_{пр}^H h_0^2}{m R_{\alpha} (h_0 - a')}$	$\frac{M^H}{W_{пр}} - \frac{N^H}{F_{пр}} \leq 1.75 m R_p^H$ $F_{пр} \text{ и } W_{пр} - \text{приведенные площадь и момент сопротивления.}$	$\alpha_T - \text{как при изгибе,}$ $\text{но } \sigma_{\alpha} = \frac{N^H (e - z)}{F_{\alpha} z}$ $z - \text{по расчету прочности.}$

Вид напряженного состояния	I группа предельных состояний		II группа предельных состояний	
	расчет прочности		расчет трещиностойкости	расчет величины раскрытия трещин
поперечная сила (обязательно проверяются плоские лотки)	<p>Должно соблюдаться условие: $K_{нпс} Q \leq 0,287 R_{пр} b h_0$ Армирования не требуется $K_{нпс} Q \leq 0,9 R_p b h_0$ или $K_{нпс} Q \leq 1,15 Q_b$, где $Q_b = (0,5 + 2\beta) R_p b h_0 t g \beta$; $h_0 = h_{об} - a$; $Q = \frac{F_a R_a \pm N}{b h_0 R_{пр}}$ „плюс“ - при внеш. сжатии „минус“ - при внеш. растяжении</p> <p>$1,5 \geq t g \beta = \frac{2}{1 + \frac{m}{Q h_0}} \geq 0,5$ см. рис. 2 При $K_{нпс} Q > 1,15 Q_b$ необходимая площадь сечения поперечной арматуры определяется из формулы: $K_{нпс} Q \leq m R_{ак} (2 F_k + \Sigma F_{вн} + m Q_b)$</p> <p>Примечания: 1. При внецентр. растяжении с малым эксцентриситетом $Q_b = 0$ 2. при $h_{об} \geq 60$ см Q_b следует уменьшать на 20%.</p>		$\sigma_{гп} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}$ $\sigma_x = \frac{N^H}{F_{пр}}; \quad F_{пр} = b h_{об} + \frac{E_a}{E_b} F_a$ $\tau = \frac{Q}{b Z};$ $\sigma_{гп} \leq m R_p^H;$	—

Формулы для расчета железобетонных сечений
с гибкой и жесткой арматурой

Таблица 7

Вид напряженного состояния	I группа предельных состояний		II группа предельных состояний	
	Расчет прочности		Расчет трещиностойкости	Расчет величины раскрытия трещин Δt
Центральное растяжение	$K_n \rho_c N \leq m (m_1 F_{аж} R + F_a R_a)$ R - расчетное сопротивление жесткой арматуры $m_1 \geq 0,5$ в зависимости от конструкции стыков и других условий работы крепл.		$N^H \leq m [b h_0 R_p + 300(F_{аж} + F_a)]$	$\Delta t = \frac{\sigma_a - 200}{E_a} \psi_{aql} \psi_{\sigma} \leq [k]$ $\sigma_a = \frac{N^H}{F_{аж} + F_a}$; $m = \frac{F_a}{b h_{об}}$ $\psi_{\sigma} = \beta \frac{\sigma_a}{m}$; $\beta = 0,5$; ψ_{aql} - по графику рис. 6.
Внецентренное сжатие	<p>Случай, показанный на рис. 3. $x = 0,5 h_{об} - l_0 + \sqrt{(l_0 - 0,5 h_{об})^2 + \frac{1,17 m + \beta z (2 l_0 - h_{об} + \beta l)}{0,5 R_{пр} \beta \cdot \beta R}}$</p> $K_n \rho_c N \leq m [R_{пр} b x - 2 \delta (z - x) R]$ Если условие прочности не удовлетворяется, рекомендуется расчет обделки на прочность вести с допущением образования пластических шарниров (ст. прил. 4.) Случай, показанный на рис. 4 $F_{аж} \geq \left(\frac{M_a}{z R} - \frac{N}{R} \right) \frac{K_n \rho_c}{m}$ $z = k_0 h_0$		<p>Рис. 5.</p> $y = \frac{0,5 b h_{об}^2 + \frac{E_a}{E_b} \alpha F_a \alpha}{b h_{об} + \frac{E_a}{E_b} (F_{аж} + F_a)}$ $F_{пр} = b h_{об} + \frac{E_a (F_{аж} + F_a)}{E_b}$ $J_{пр} = \frac{b y^3}{3} + \frac{b (h_{об} - y)^3}{3} + \frac{E_a [J_{аж} + F_{аж} (\alpha - y)^2 + F_a (y - \alpha)^2]}{E_b}$ $\sigma = \frac{M_y}{J_{пр}} - \frac{N}{F_{пр}} \leq 1,75 m R_p^H$	

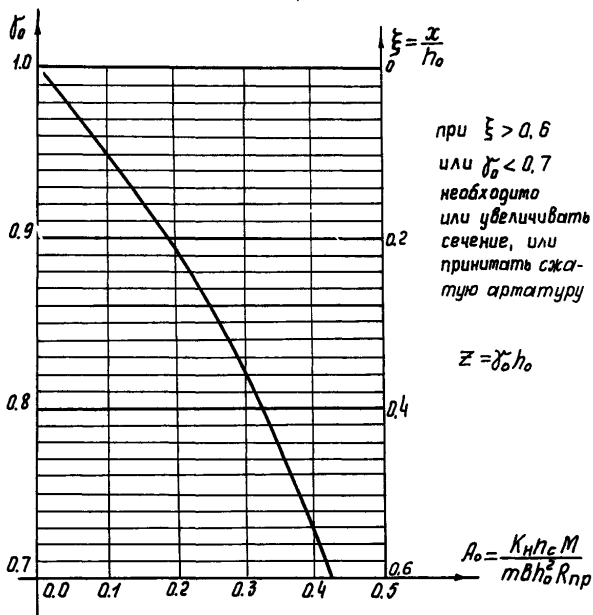
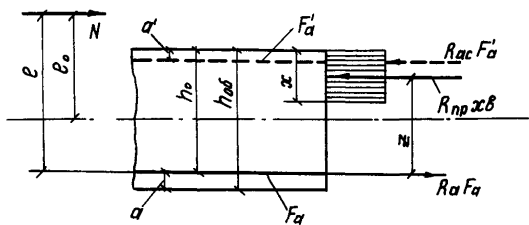


Рис. 1. График для определения плеча внутренней пары сил железобетонного сечения

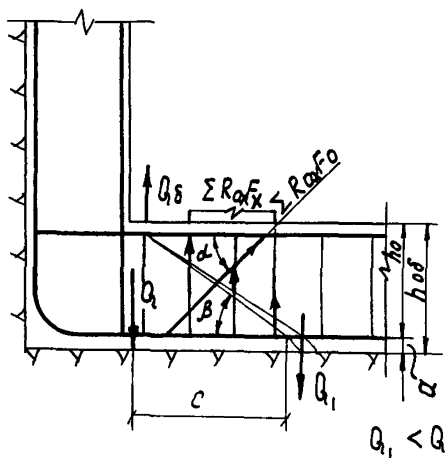


Рис. 2
 К расчету на поперечную
 силу

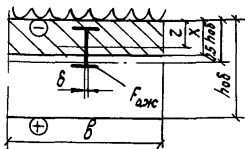


Рис. 3. Случай внецентренного сжатия, когда жесткая арматура располагается в сжатой и растянутой зоне

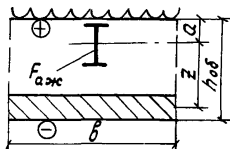


Рис. 4. Случай внецентренного сжатия, когда жесткая арматура располагается в растянутой зоне

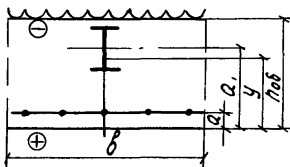
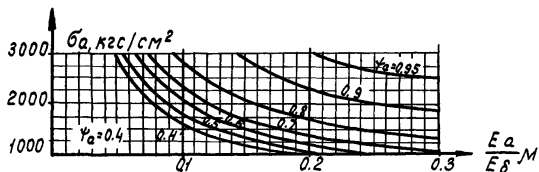


Рис. 5. К расчету трещиностойкости сечения



$$\psi_{a \text{ вл}} = \frac{2\psi_a + 1}{3}$$

Рис. 6. График для определения ψ_a
 для центрально-растянутых элементов
 (по СНиП II-56-77)

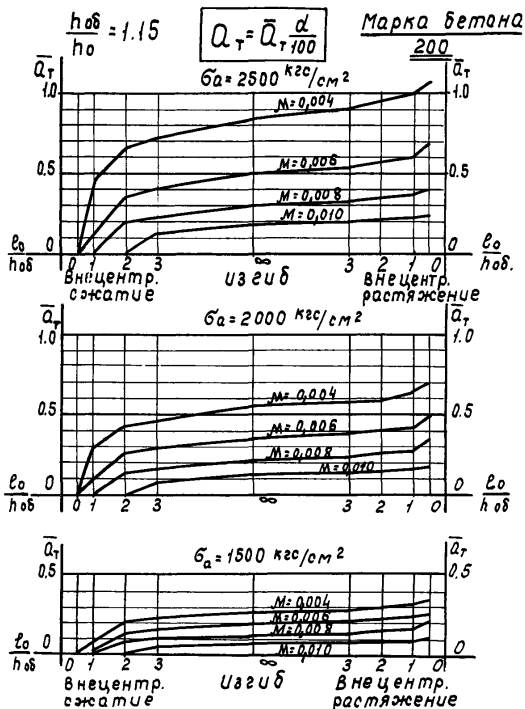


Рис. 7а. График величины раскрытия трещин при длительном действии нагрузки

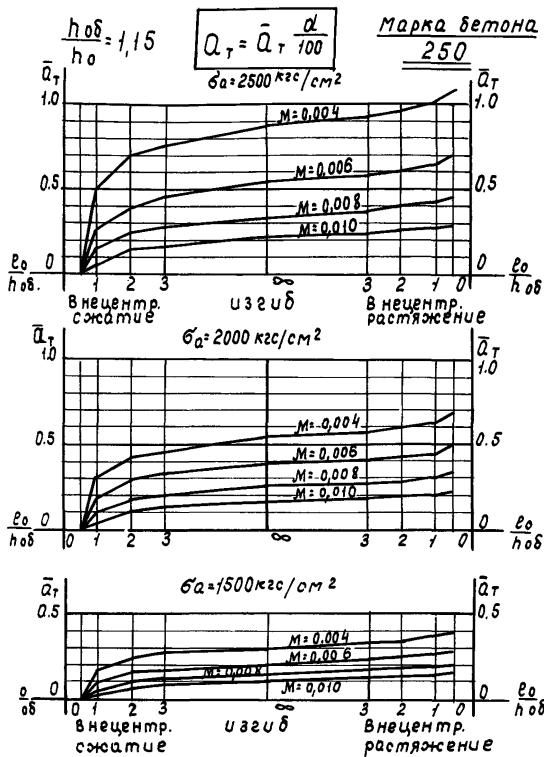


Рис. 76 График величины раскрытия трещин при длительном действии нагрузки

Приложение 4

Методика расчёта бетонных обделок безнапорных туннелей с пластическими шарнирами

Возникновение трещин в бетонных обделках не приводит к разрушению конструкции. Многочисленные трещины в обделках безнапорных туннелях фактически имеют место, а несущая способность обделки не теряется ввиду отпора породы. Эту действительную работу конструкции отражает методика расчета с образованием пластических шарниров. В таких шарнирах изгибающий момент не равен нулю, так как сжимающая нормальная сила оказывается приложенной с максимально возможным эксцентриситетом. При этом площадка сжатия должна быть достаточна для того, чтобы воспринять сжимающую силу при нормативных напряжениях и, согласно нормам, эксцентриситет не должен быть больше $0,95 h_{об}/2$.

Методика позволяет из условия образования трех шарниров и условия прочности бетонного сечения выявить максимальные усилия и несущую способность обделки (q, M и N) при данном характере загрузки.

Ниже приводится порядок выполнения расчёта бетонных обделок безнапорных туннелей с учетом образования пластических шарниров.

1. Выполняется расчёт по программе ТК1А на условную нагрузку от горного давления ($q = 10 \text{ тс/м}^2$) и нагрузку от собственного веса обделки (g при $\gamma_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3$, $n = 1,2$).

2. Выполняется расчет на единичную нагрузку от горного давления $q = 1,0 \text{ тс/м}^2$ при $g = 0$.

3. Определяются в том и другом расчётах максимальные растягивающие напряжения /обычно в шельге/ (σ_{1q} и σ_{11}).

4. Из условия $\sigma_{1q} + \sigma_{11} \Delta q_1 = 1,75 R_p^n$ (I) определяется величина дополнительной нагрузки Δq_1 , от горного давления, приводящая к возникновению первой трещины - шарнира /обычно в шельге/. Определяется полная нагрузка $q_1 + \Delta q_1 = q_1$.

5. Определяется максимальный изгибающий момент при этой нагрузке из условий:

$$e_o = \frac{h_{o\delta}}{2} - \frac{N_{ш1}}{R_{np}^n \cdot 2} \quad N_{ш1} = N_{1q} + \Delta q_1 \cdot N_{11} \quad (2) \quad (3)$$

$$e_o \leq 0,45 h_{o\delta} \quad M_{ш1} = N_{ш1} \cdot e_o$$

6. Выполняется расчёт с шарниром в шельге на нагрузки q_1 , q и $M_{ш1}$.

7. Выполняется расчёт по схеме с шарниром в шельге на единичную нагрузку от горного давления $q = 1,0 \text{ тс/м}^2$ при $q = 0$ и $M_{ш1} = 0$.

8. Из условия $\sigma_{2q} + \sigma_{n2} \Delta q_2 = 1,75 R_p^n$ (I) определяется дополнительная величина горного давления Δq_2 , приводящая к возникновению горного давления q_2 и образованию второй трещины - шарнира /примерно в четверти пролета/.

Определяется полная нагрузка $q_2 = q_1 + \Delta q_2$.

9. Определяется максимальный изгибающий момент при нагрузке q_2 из условий (2) и (3).

10. Выполняется расчёт системы с тремя шарнирами на нагрузки от горного давления q_2 , от собственного веса при $n = 1,2$ и моментов в шарнирах $M_{ш1}$ и $M_{ш2}$.

II. Выполняется расчёт системы с тремя шарнирами на единичную нагрузку от горного давления при $q = 0$ и $M_{ш1} = M_{ш2} = 0$.

12. Для наиболее напряженного сечения определяются e_0 и $F_6 = (h_{ос}/2 - e_0) 2$.

Проверяется условие прочности:

$$k_H n_c N_{пз} \leq \varphi m_\delta R_{пр} F_6 \quad (4)$$

Определяется возможная величина догрузки

$$\Delta q_3 = \frac{\varphi m_\delta R_{пр} F_6 - k_H N_{з1}}{k_H N_{пз}}$$

и полная нагрузка $q_3 = q_2 + \Delta q_3$.

13. Затем вся система рассчитывается на нагрузки q_3 , собственный вес q при действии $M_{ш1}$ и двух $M_{ш2}$.

14. Производится окончательная проверка прочности сечений по условию /4/.

Ввиду малости собственного веса, его можно считать включенным в значение q_1 и это несколько упростит расчёт.

Пример

расчёта несущей способности бетонной обделки
корытообразного очертания с образованием
пластических шарниров

Пролет в свету $B = 14,0$ м; толщина обделки $h_{\text{сб}} = 0,7$ м;
Расчетный пролет $14,7$ м.

$K_0 = 100$ кгс/см³, бетон марки 250 ($R_p^H = 13$ кгс/см²,
 $R_{np}^H = 145$ кгс/см²).

Расчёт обделки по программе ТКІА на нагрузку g с коэффициентом перегрузки $n = 1,2$ и условную нагрузку $q_i = 10$ тс/м² дает в шельге $M_i = 25,3$ тсм/м; $N_i = -54,4$ тс/м /эпора 1/

$$\sigma_i = - \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq \gamma R_p^H = 1,75 \cdot 130 = 227 \text{ тс/м}^2.$$

$$\sigma_i = - \frac{54,4}{0,7} + \frac{25,3 \cdot 6}{0,7^2} = -77,7 + 310 = +232,3 \text{ тс/м}^2 >$$

$> 227 \text{ тс/м}^2.$

То же при нагрузках $g = 0$ и $q_i = 1,0$ тс/м²
 $M_{ii} = 2,21$ тс м; $N_{ii} = -1,56$ тс /эпора 2/

$$\sigma_{ii} = - \frac{4,56}{0,7} + \frac{2,21 \cdot 6}{0,7^2} = -6,55 + 27,2 = 20,65 \text{ тс/м}^2$$

$$\sigma_i + \Delta q_i \sigma_{ii} = \gamma R_p^H = 227; \quad 232,3 + \Delta q_i \cdot 20,65 = 227$$

$$\Delta q_i = \frac{227 - 232,3}{20,65} = -0,26 \text{ тс/м}^2$$

$$q_i = 10 - 0,26 = 9,74 \text{ тс/м}^2$$

$$N_{ui} = -54,4 + 0,26 \cdot 4,56 = -53,2 \text{ тс.}$$

После образования трещины $N_{ш1} = -53,2$ тс

$$M_{ш1} = N_{ш1} e_o = 53,2 \cdot 0,315 = 16,7 \text{ тс.м, где}$$

$$e_o = 0,45 h_{o\varepsilon} = 0,45 \cdot 0,7 = 0,315 \text{ м}$$

$$e_o = 0,5 h_{o\varepsilon} - \frac{N_{ш1}}{2 R_{np}} = 0,35 - \frac{53,2}{2 \cdot 1450} = 0,33 \text{ м} > 0,315 \text{ м}$$

Принимается $e_o = 0,315$ м.

Производится расчёт системы с шарниром в шельге на нагрузки:

$$g \text{ при } n = 1,2;$$

$$q = 2,74 \text{ тс/м}^2;$$

$$M_{ш1} = 16,7 \text{ тс.м.}$$

Результаты расчёта приведены на эпюре 3.

Производится расчёт системы с шарниром в шельге на нагрузки:

$$g = 0;$$

$$q = 1,0 \text{ тс/м}^2;$$

$$M_{ш1} = 0.$$

Результаты расчёта приведены на эпюре 4.

Образование шарнира следует ожидать в т.4.

Из эпюры 3:

$$M_{34} = -21,5 \text{ тс.м}; \quad N_{34} = -75, \text{ тс.}$$

$$\bar{\sigma}_4 = - \frac{75,2}{0,7} - \frac{21,5 \cdot 6}{0,7^2} = -108 + 264 = 156 \text{ тс/м}^2 < 227 \text{ тс/м}^2$$

Из эпюры 4:

$$M_{41} = -2,13 \text{ тс.м}; \quad N_{41} = -6,9 \text{ тс.}$$

$$\bar{\sigma}_{41} = - \frac{6,9}{0,7} + \frac{2,13 \cdot 6}{0,7^2} = -9,85 + 26,2 = 16,35 \text{ тс/м}^2.$$

$$\Delta q_2 = \frac{227 - 156}{16,35} = 4,35 \text{ тс.}$$

$$q_2 = q_{y1} + \Delta q_2$$

$$q_2 = 9,74 + 4,35 \approx 14,1 \text{ тс/м}^2.$$

При этом нормальная сила в сечении 4 будет

$$N_{ш4} = N_{34} + \Delta q_2 N_{41}$$

$$N_{ш4} = -75,2 - 4,35 \cdot 6,9 = -105,2 \text{ тс.}$$

$$x = \frac{N_{ш4}}{R_{np}} = \frac{105,2}{1450} = 0,073 \text{ м} \quad e_o = h_{os} / 2 - x / 2$$

$$e_o = 0,35 - \frac{0,073}{2} = 0,314 \text{ м}$$

$$M_{ш4} = N_{ш4} e_o = -105,2 \cdot 0,314 = -33,0 \text{ тс.м}$$

Выполняется расчёт системы с тремя шарнирами на нагруз-
ки:

g при $n = 1, 2;$

$$q = 14,1 \text{ тс/м}^2 \quad M_{ш1} = 16,7 \text{ тс}; \quad M_{ш4} = -33,0 \text{ тс.м}$$

Результаты расчёта даны на эюре 5.

Кроме того, выполняется расчёт системы с тремя шарнира-
ми на нагрузки:

$$g = 0;$$

$$q = 1,0 \text{ тс/м}^2;$$

$$M_{ш1} = M_{ш4} = 0.$$

Результаты расчёта приведены на эюре 6.

По условию прочности

$$k_n n_c N \leq \varphi m_\delta R_{np} F_\delta$$

$$F_\delta = \left(\frac{h_{os}}{2} - e_o \right) z; \quad R_{np} = 1100 \text{ тс/м}^2; \quad m_\delta = 1;$$

$\varphi = 1$, принимая во внимание сцепление с породой.

Для II класса сооружений $k_n = 1, 2;$ $n_c = 1$.

Точка 9 /эюра 5/ $M_g = 9, 5 \text{ тс.м};$

$$N_g = -148,2 \text{ тс} \quad \text{при} \quad q = 14,1 \text{ тс/м}^2.$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{9,5}{148,2} = 0,064 \text{ м.}$$

$$k_H n_c N \leq \varphi m_\epsilon R_{np} F_\epsilon$$

$$I,2.I.148,2 < I.I.II00. (0,35-0,064) 2 = N_p$$

179,0 тс < 630 тс - конструкция может быть догружена.

В точке 9 /эпора 6/ $M_{g1} = 0,57 \text{ тс.м};$

$$N_{g1} = -9,92 \text{ тс при } q_p = 1,0 \text{ тс/м}^2$$

$$\Delta q_p = \frac{N_p - N_g \cdot k_H}{N_{g1} k_H} = \frac{630 - 148,2 \cdot I,2}{9,92 \cdot I,2} = 38 \text{ тс.}$$

$$q_{gp} = 14,1 + 38,0 = 52,1 \sim 52 \text{ тс/м}^2.$$

Аналогичный расчёт для т.4 дает $q_{gp} > 52 \text{ тс/м}^2.$

Производится расчёт трехшарнирной системы на нагрузки:

g при $n = 1,2;$

$q_p = 52 \text{ тс/м}^2$ /вертикальное горное давление/;

$M_{ш1} = 16,7 \text{ тс.м/м};$

$M_{ш4} = -33 \text{ тс.м/м}$

Результаты расчёта приведены на эпюре 7.

Проверка прочности сечений при $q_{gp} = 52 \text{ тс/м}^2.$

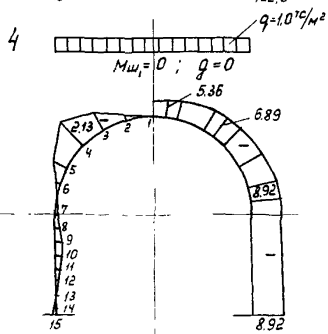
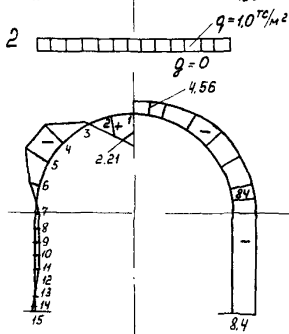
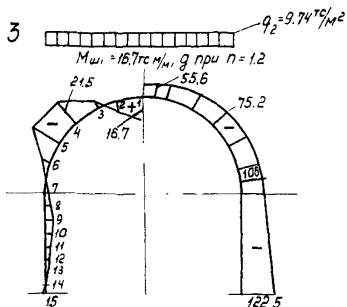
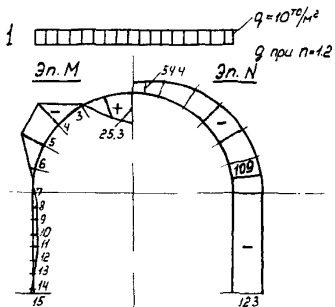
т.9 $M = 27,6 \text{ тс.м}; \quad N = -524,0 \text{ тс}; \quad e_o = 0,0525 \text{ м.}$

$k_H n_c N = I,2.I.524,0 = 630 \text{ тс} < \varphi m_\epsilon R_{np} F_\epsilon = I.I.II00.0,595 =$
 $= 650 \text{ тс,}$

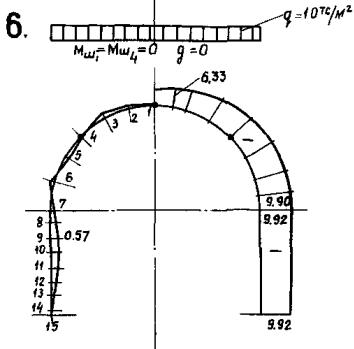
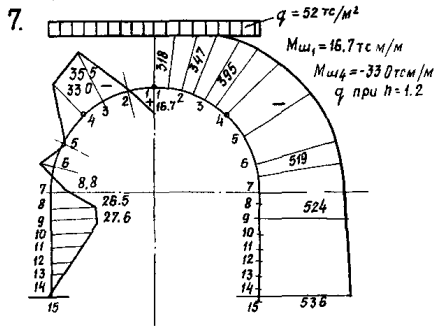
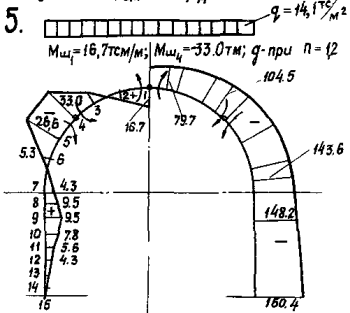
где $F_\epsilon = 2 \left(\frac{h_o \delta}{2} - e_o \right) = 2 \cdot (0,35 - 0,0525) = 0,595 \text{ м}^2.$

Из примера следует, что бетонные обделки, рассчитанные с учетом образования пластических шарниров, обладают несущей способностью, позволяющей воспринять нагрузки, значительно превышающие те, которые обычно встречаются в практике подзе-

ного строительства. Вследствие этого, расчёт по прочности можно не производить, так как определяющим будет расчёт по второму предельному состоянию /по трещиностойкости/.

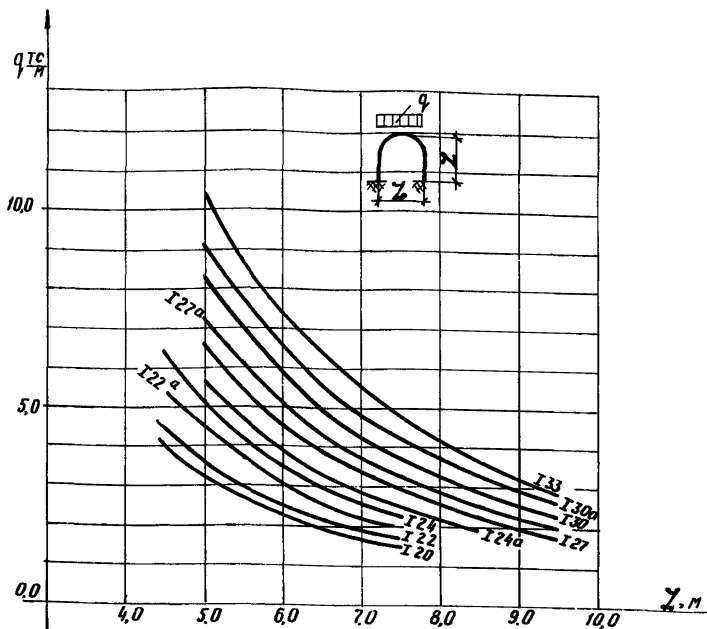


$K_0 = 100 \text{ кгс/см}^3$; $K_{1-14} = 13000 \text{ тс/м}^3$; $K_{15} = 100000 \text{ тс/м}^3$; $h_{об} = 0,7 \text{ м}$;



Приложение 5

Графики расчета временной крепи



q - нагрузка на 1 погонный метр рамы,
 L - пролет рамы.

Шаг арочной крепи определяется по погонной нагрузке.

Настоящий график рекомендуется применять лишь для предварительных расчетов, т.к. учет отпора породы ниже в самом незначительном размере существенно повышает расчетную несущую способность арочной крепи. Однако учет должен быть обеспечен фактической возможностью возникновения такого отпора.

Рис.1. Определение сечения арочной крепи
из прокатных двутавров Сг-3 (без учета отпора породы)

Длина анкера $l_a \approx h_n + l_3$

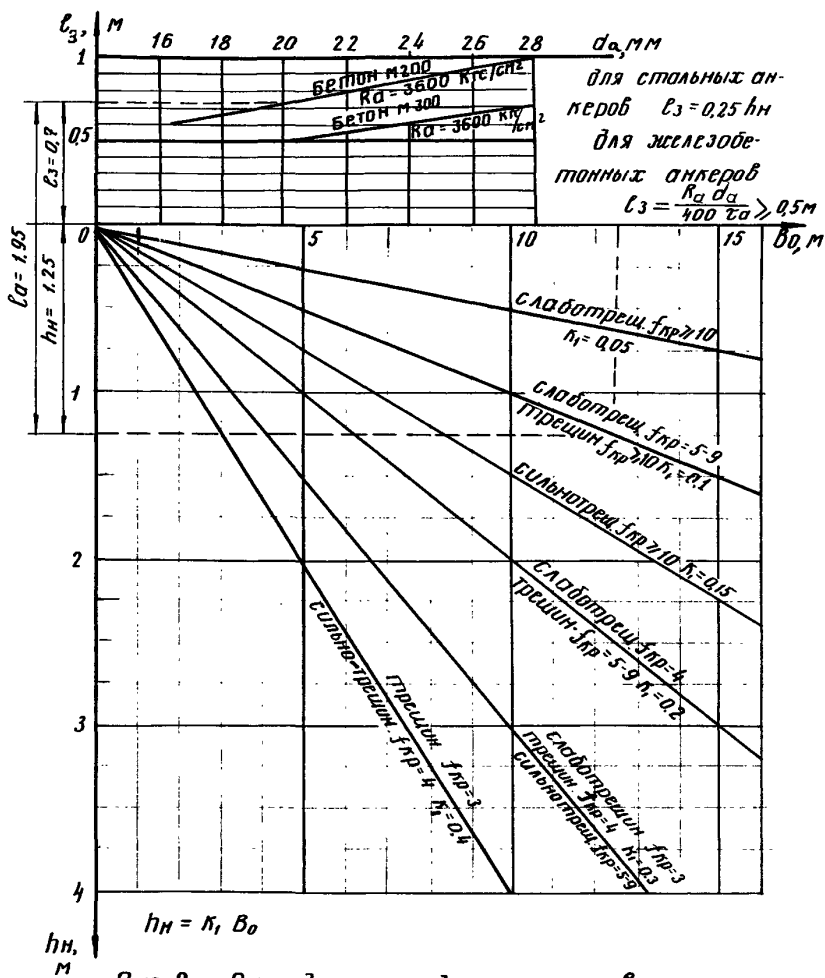


Рис. 2. Определение длины анкеров

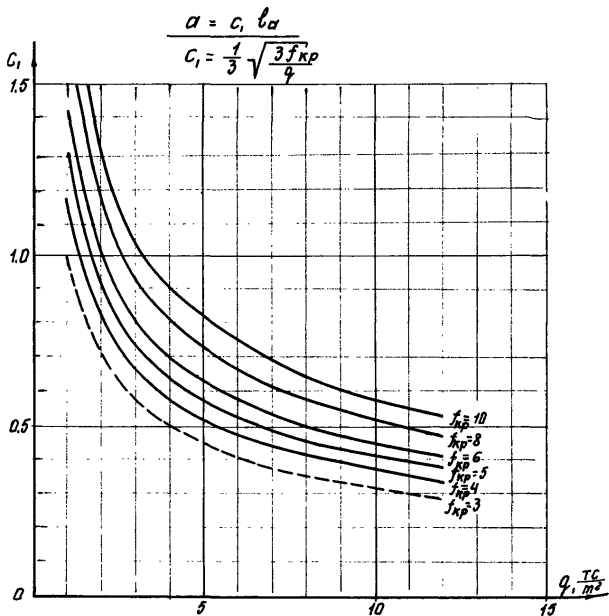


Рис. 3 б. Определение расстояния между анкертами (α) из условия устойчивости породы между анкертами

$$a = l_a - V$$

$$V = \frac{K_B q}{3 f_{np}} (l_a + b_0)$$

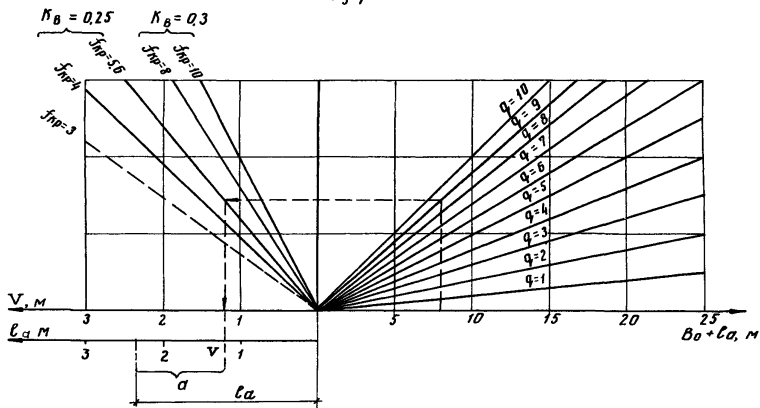
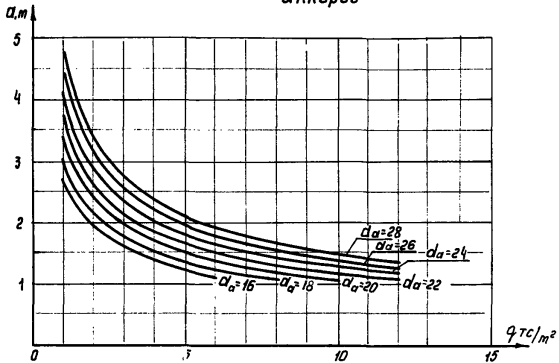


Рис. 3а. Определение расстояния между анкерами из условия образования породного свода

Для железобетонных анкеров



Для стальных анкеров

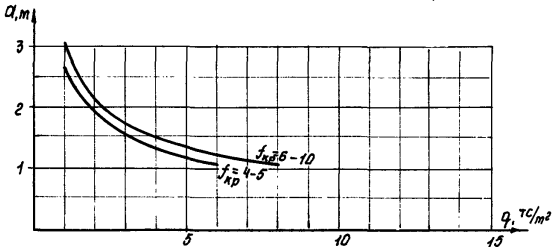


Рис. 3 в. Определение расстояния между анкерами из условия прочности закрепления анкера

а) набрызгбетон или набрызгбетон с арочной крепью ($K_2 = 0,35$)

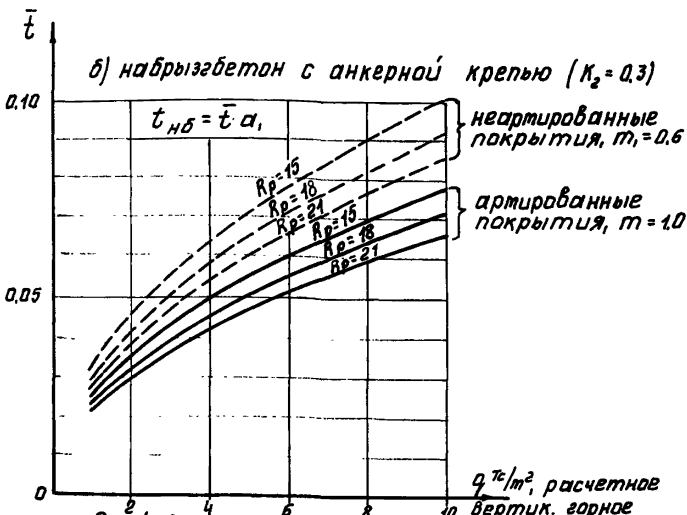
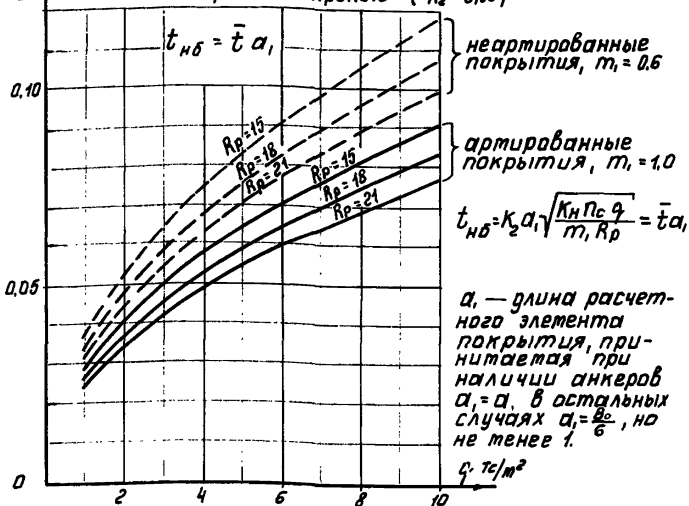


Рис. 4. Определение толщины покрытия из набрызгбетона

Расчёт фильтрации воды из напорного туннеля

I. Проверка допустимости фильтрации в напорных туннелях выполняется в соответствии с СН 236-73 /с учетом изменений/.

Величина фильтрационного расхода воды, л/с. см, отнесенного к I кгс/см² разности внутреннего /р_в/ и наружного /р_н/ давления воды на обделку туннеля, определяется по формуле

$$Q_{\phi} = \frac{1}{\frac{h_{ос}}{k_T n_T} + \frac{1}{k_{\phi} \phi}} \leq Q_{\phi}^{доп} \cdot 2 \pi z_{в} \cdot 10^{-7}$$

В формуле:

$h_{ос}$ - толщина обделки, см;

k_T - коэффициент водопроницаемости трещин в обделке, см³/с.см, (расход воды в см³ в секунду через I см трещины при градиенте напора I) определяется по формуле

$$k_T = 1000 Q_T^3$$

α_T - величина раскрытия трещин, см;

n_T - количество трещин в обделке, определяемое по формулам:

$$\text{для бетонной } n_T = 0,0628 z_H$$

$$\text{для железобетонной } n_T = \frac{2 \pi z_H}{\ell_T}$$

$z_{в}$ - внутренний радиус обделки, см.

z_H - наружный радиус обделки, см, для обделок некругового очертания приведенный радиус обделки, равный 0,16 П

(П-периметр поперечного сечения обделки по контуру с породой).

ℓ_T - расстояние между трещинами, см;

при арматуре периодического профиля

$$\ell_T = \frac{d}{8 \mu}$$

d - диаметр арматуры, см;

M - коэффициент армирования;

k_{φ} - коэффициент фильтрации породы, см/с;

φ - модуль формы, характеризующий соотношение между элементами эпюры фильтрации, определяемый по формулам:

при $n_T < 35$

$$\varphi = \frac{\pi}{\frac{1}{n_T} \ln \frac{R_0}{0,5a_T} + 0,5 \ln \frac{R_{\varphi}}{z_H + R_0}}$$

при $n_T \geq 35$

$$\varphi = \frac{2\pi}{\ln R_{\varphi}/z_H}$$

R_{φ} - радиус области фильтрации, принимаемый при отсутствии исследований, равным двойной глубине заложения туннеля, см;

R_0 - радиус влияния отдельной трещины в обделке; принимаемый равным

$$R_0 = 2z_H \sin \frac{\pi}{2n_T}, \text{ см}$$

Модуль формы Φ при $n_T \geq 35$ рекомендуется определять по графику рис. I.

$Q_{\varphi}^{g \cdot n}$ - допускаемая величина фильтрационного расхода воды, отнесенная к внутреннему давлению воды I кгс/см². Принимается по технико-экономическим расчётам.

При отсутствии таких расчётов допустимо принимать:

при напорах менее 100 м $Q_{\varphi}^{g \cdot n} = I$ л/с на 1000 м² поверхности туннеля;

при напорах более 100 м $Q_{\varphi}^{g \cdot n} = 0,3-0,5$ л/с на 1000 м² поверхности туннеля.

График рис. 2 позволяет определить Q_{φ} (по найденным значениям $\frac{h_{os}}{k_T n_T} + \frac{1}{k_{\varphi} \varphi}$) и сопоставлять их с допускаемыми

значениями $Q_{\phi}^{сop} 2\pi z_{\epsilon} 10^{-7}$

2. В том случае, если фильтрационный относительный расход оказывается больше допустимого, что обычно имеет место в породах с высоким коэффициентом фильтрации, рекомендуется оценить опасность фильтрации с точки зрения возможных последствий /оползание откосов и пр./ и с точки зрения экономики.

Кроме того, в таких случаях необходимо учитывать самоуплотнение трещин обделки. При $Q_T \leq 0,2$ мм процесс кольматации и зарастания трещин протекает достаточно быстро и надежно и должен обязательно учитываться.

Расчет может быть выполнен по графику рис.3, который справедлив при гидрокарбонатной щелочности воды более 0,8 мг экв/л и градиенте напора $J_H \leq 100$.

По графику рис.3 определяется время кольматации трещин от K_T до нужного условия K'_T .

$$K_T = \frac{Q_{\phi}^{сop}}{n_T J_H} 2\pi z_{\epsilon} \cdot 10^{-4}$$

где J_H - градиент напора, принимаемый

при $K_{\phi} \leq 10^{-4}$ см/с

- $J_H = 1$,

при $K_{\phi} \geq 10^{-2}$ см/с

- $J_H = \frac{1000 (P_B - P_H)}{h_{ос}}$,

в интервале $10^{-4} < K_{\phi} < 10^{-2}$ см/с величина J_H определяется по интерполяции.

3. Абсолютная величина фильтрационного расхода (л/с) определяется по формуле

$$Q_i = Q_{\phi} L (P_{\epsilon} - P_H),$$

где $P_B - P_H$ - разность внутреннего и наружного давлений, кгс/см²

Величина наружного давления воды должна быть обоснована;

L - длина туннеля, см.

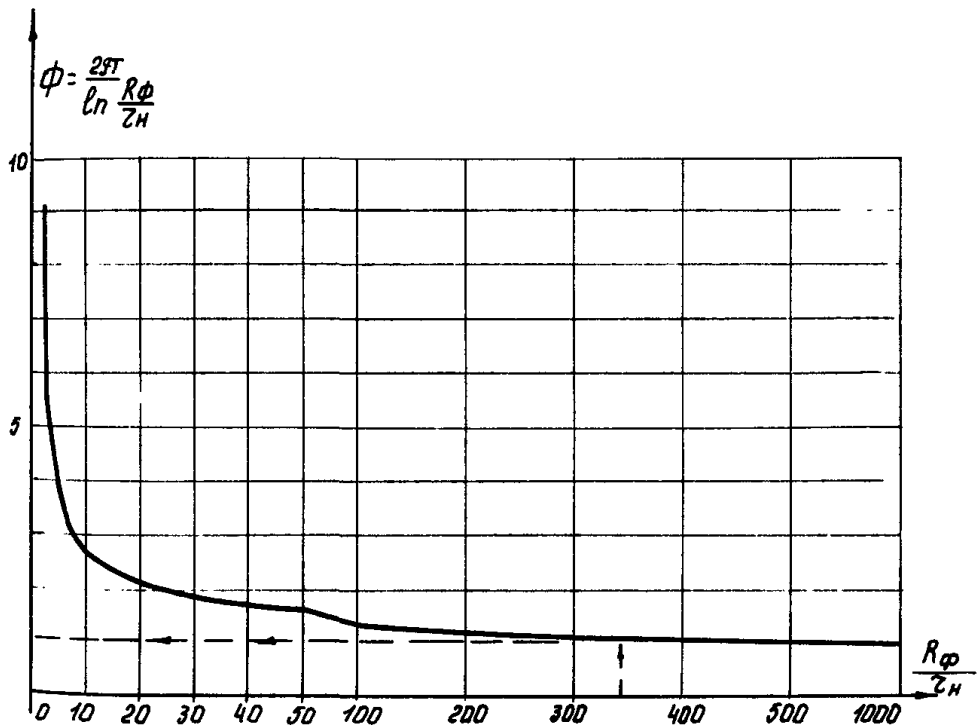


Рис. 1. Определение модуля фарты $\varphi = \frac{2\pi}{\ell_n} \frac{R_\varphi}{z_H}$

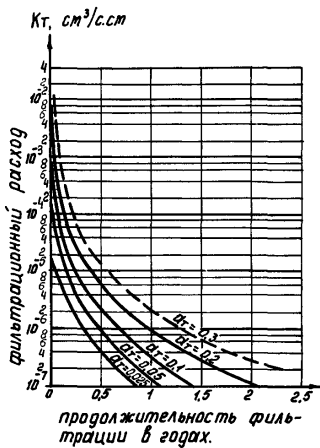


Рис. 3. Расчетные кривые
 самоуплотнения трещин в бетоне

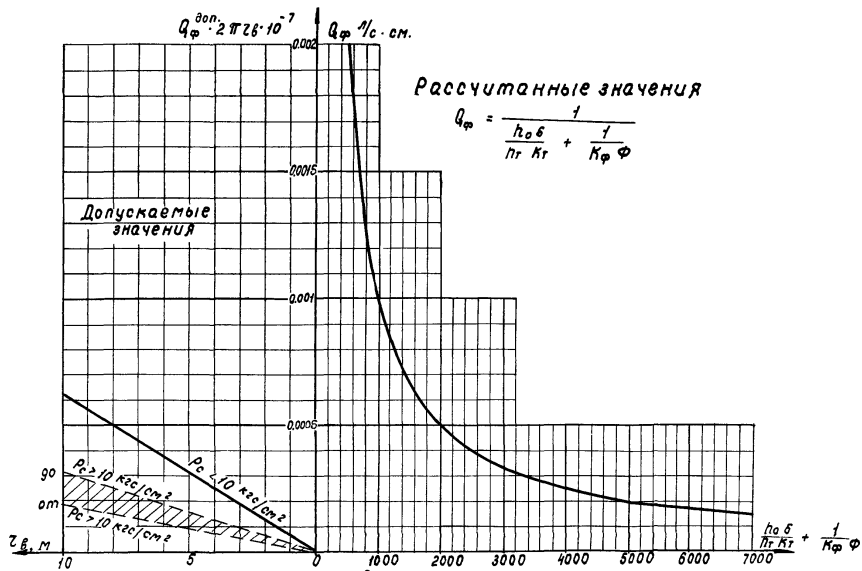


Рис. 2 Сопоставление фильтрационного расхода воды с допустимым

Примеры расчёта обделок

Пример. I Рассчитать обделку безнапорного туннеля корытообразного сечения, сооружения II класса /см. рис. I/.

$$B = H = 8,0 \text{ м}$$

Порода в условиях эксплуатации:

$$f_{кр} = I; K_0 = 50 \text{ кгс/см}^2, \gamma_n = 1,8 \text{ тс/м}^3, \varphi^k = 45^\circ.$$

Порода в условиях строительства:

$$f_{кр} = I,5; K_0 = 75 \text{ кгс/см}^2; \gamma_n = 1,8 \text{ тс/м}^3; \varphi^k = 45^\circ.$$

$$h \text{ об.} = 0,05 \quad B = 0,05 \cdot 8 = 0,4 \text{ м}; H_0 = B_0 = 8 + 2 \cdot 0,4 = 8,8 \text{ м.}$$

$$\text{Бетон марки 200; } E_{об.} = 0,7 \cdot E_0 = 1680000 \text{ тс/м}^2.$$

Проходку предполагается вести уступным способом. Верхний уступ $H=5,0$ м выполняется с устройством металлической временной крепи, нижний уступ - секциями с одновременным бетонированием лотка и стен.

I. Расчет временной крепи /см. рис. 2/

I/ Определение нагрузки от горного вертикального давления

при $B_0 = 8,8 \text{ м}, H_0 = 5,0 \text{ м.}$

$$L = B_0 + 2H_0 \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right) = 8,8 + 2 \cdot 5 \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) = 12,9 \text{ м.}$$

$$h = \frac{L}{2f_{кр}} = \frac{12,9}{2 \cdot 1,5} = 4,3 \text{ м}, \quad q^H = \gamma_n h = 1 \cdot 1,8 \cdot 4,3 = 7,75 \text{ тс/м}^2.$$

Расчет в соответствии с п. 3.16 допускается выполнять на нормативные нагрузки при сроке работы её до возведения обделки не более I месяца.

По графику рис. прил. 5 при $B_0 = 8,8 \text{ м}, q = 7,75 \text{ тс/м}^2$ и шаге $\ell = 1,0 \text{ м}$ временная крепь может нести горное давление

$$q = 3,1 \text{ тс/м}^2, \text{ поэтому необходимо уменьшить шаг крепи до } \ell = 0,4 \text{ м.}$$

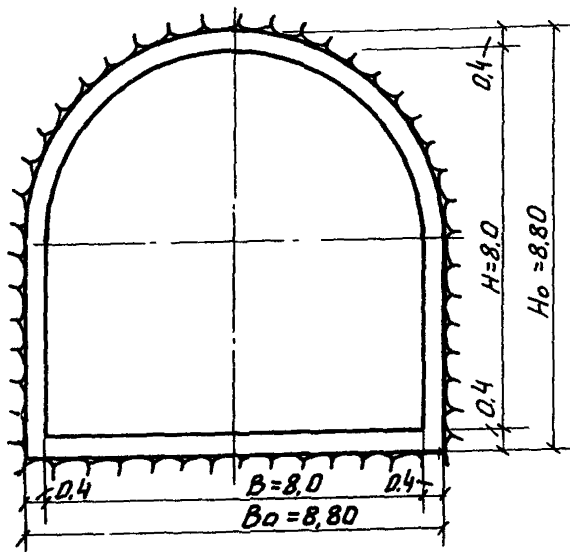


Рис. 1. Поперечное сечение безнапорного туннеля

Нагрузка на крепь от вертикального горного давления

$$q_{кр}'' = q'' \ell = 7,75 \cdot 0,4 = 3,1 \text{ тс/м.}$$

Нагрузка на крепь с учетом веса марчеван $\delta = 5 \text{ см}$ и собственного веса рамы крепи

$$q'' = q'' \ell + g_m + g_I = 3,10 + 0,05 \cdot 0,4 \cdot 2,5 + 0,0365 = 3,20 \text{ тс/м.}$$

По тому же графику принимается крепь I30 ($F = 46,5 \text{ см}^2$, $\gamma = 7080 \text{ см}^4$, вес I п.м. 36,5 кгс/м).

2. Коэффициент отпора породы согласно п.5.7

$$K_{I-7}^{кр} = \frac{K_0 \beta \varepsilon I00}{0,5 B_0} I000 = \frac{75 \cdot 1 \cdot 0,4 \cdot I00}{0,5 \cdot 880} I000 = 68I0 \text{ тс/м}^3$$

$$\text{где при } \frac{B_0 + 2 \Delta_{заб}}{B_0} = \frac{880 + 2 \cdot 5}{880} = 1,01$$

$$\text{и } \frac{E_{заб}}{E_{II}} > 1 \text{ по графику рис.6 } \beta = 1 \text{ и } \varepsilon = \frac{\ell}{1} = 0,4.$$

Коэффициент отпора породы под опорой в т.8 по формуле (9):

$$K_8 = \frac{K_0 \cdot I00}{1,34 (1 - \nu_n) \ell} = \frac{75 \cdot I00}{1,34 (1 - 0,4) 30} = 3I0 \text{ кгс/см}^3.$$

С учетом железобетонной подкладки

$$K_8 = 3I0 \cdot 0,4 = 125 \text{ кгс/см}^3 = 125000 \text{ тс/м}^3.$$

Задание на расчёт временной крепи

$$E_{об} = E_a = 2,1 \cdot 10^7 \text{ тс/м}^2.$$

№№ точек:	X	Y	F	J	K
	м	м	м ²	м ⁴	тс/м ³
I	0,000	0,000	0,00465	0,0000708	6810
2	1,0870	0,1431	"	"	"
3	2,1000	0,5627	"	"	"
4	2,9697	1,2303	"	"	"
5	3,6373	2,1000	"	"	"
6	4,0569	3,1130	"	"	"
7	4,2	4,2	"	"	"
8	4,2	4,8	0,045	0,000337	125000

Случай загрузки

Случай загрузки	Нагрузка	n
I	$g = 0$	
$n_c = 0,95$	$q'' = 3,2$ тс/м	I

Результаты расчета приведены на рис.2.

Расчет временной крепи на прочность

Сечение I. $M = 1,5$ тсм; $N = -9,3$ тс; $I 30 F_a = 46,5$ см²

$$W = 472 \text{ см}^3.$$

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = -\frac{9300}{46,5} \pm \frac{150000}{472} = -200 \pm 317$$

$$\sigma_1 = 117 \text{ кгс/см}^2; \quad \sigma_2 = -517 \text{ кгс/см}^2 < 2200 \text{ кгс/см}^2.$$

В остальных сечениях напряжения будут меньше.

Результаты расчета показывают, что расстояние между

рамами может быть увеличено до I м. Первоначальные размеры были приняты по графику, в котором отпор не учитывается. Надлежащая расклинка крепи, а лучше обетонировка на высоту 3-3,5м обеспечивает существенно более выгодную ее работу.

$$\text{При } q = \frac{3,2 \cdot I}{0,4} = 8 \text{ тс/м. } M_{\max} = 3,75 \text{ тсм; } N = -23,2 \text{ тс}$$

$$\text{Тогда } \sigma = -\frac{23,200}{46,5} \pm \frac{375000}{472} = -500 \pm 800$$

$$\sigma_1 = -1300 \text{ кгс/см}^2; \quad \sigma_2 = 300 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет временной крепи на устойчивость

Расчет арки на устойчивость выполняется согласно главе СНиП II-23-81 "Стальные конструкции".

В плоскости арки согласно "Руководства по проектированию гидротехнических туннелей" свободная длина верхней полуарки определяется по формуле:

$$l_0 = \frac{\pi r}{\sqrt{3}} = \frac{\pi \cdot 4,2}{\sqrt{3}} = 7,6 \text{ м}$$

$$\text{Гибкость } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{7,60}{12,3} = 62,$$

где для I 30 $i = 12,3$ $F = 46,5 \text{ см}^2$, $W_x = 472 \text{ см}^3$,
 $R = 2200 \text{ кгс/см}^2$, $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$ (ГОСТ 8239-72 табл. I).

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 62 \sqrt{\frac{2200}{2,1 \cdot 10^6}} \approx 2$$

Относительный эксцентриситет, принимаемый по формуле табл.9 главы СНиП II-23-81

$$m = \frac{M_{\max} A}{N \cdot W_c} = \frac{3,75 \cdot 10^5 \cdot 46,5}{23,2 \cdot 10^3 \cdot 472} = 1,58,$$

$A = F$ - площадь сечения двутавра

$W_c = W_x$

Приведенный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m = 1,45 \cdot 1,58 = 2,29$, где η определяется из табл.73 главы СНиП II-23-81 по формуле

$$\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m) \bar{\lambda} = (1,75 - 0,1 \cdot 1,58) - 0,02(5 - 1,58) \cdot 2 = 1,45.$$

Устойчивость внецентренно сжатых элементов в плоскости действия момента определяется по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c$$

где φ_e определяется по табл.74 прил.6 главы СНиП II-23-81 при $\bar{\lambda} = 2$ и $m_{ef} = 2,29$ $\varphi_e = 0,371$.

Тогда

$$\frac{N}{\varphi_e A} = \frac{23200}{0,371 \cdot 46,5} = 1350 < 2200 \cdot 0,95 = 2100 \text{ кгс/см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,95$ по табл.6 главы СНиП II-23.81.

Расчет устойчивости внецентренно сжатой арки из плоскости действия момента не производится, ввиду наличия раскрепления.

II. Расчет свода /см.рис.2/.

I. Определение нагрузок:

а/ Собственный вес учитывается автоматически по $h_{ог} = 0,4$ м; $\gamma_{ог} = 2,5$ тс/м³ при $n = 1,2$;

б/ вертикальное горное давление то же, что и для временной крепи

$$Q_{г1}^H = 7,75 \text{ тс/м}^2; \quad n = 1,5;$$

2. Коэффициент отпора породы

$$K_{I-7} = \frac{K_0 \cdot 100 \cdot 1000}{\gamma_H} = \frac{75 \cdot 100 \cdot 1000}{440} = 17100 \text{ тс/см}^3$$

$$K_8 = \frac{K_0 \cdot 100}{1,34(1-\nu_n) \epsilon} = \frac{75 \cdot 100}{1,34(1-0,4)40} = 233 \text{ кгс/см}^3 = 233000 \text{ тс/м}^3$$

Задание на расчёт свода

$$E_{об} = 1680000 \text{ тс/м}^3$$

№ точек:	X м	Y м	$h_{об, м}$	K тс/м ³
I	0,000	0,000	0,4	17100
2	1,0870	0,1431	"	"
3	2,1000	0,5627	"	"
4	2,9697	1,2303	"	"
5	3,6373	2,1000	"	"
6	4,0569	3,1130	"	"
7	4,2	4,2	"	"
8	4,2	4,8	"	233000

Случаи загрузки

Случаи загрузки :	Нагрузка	n
I	g^H - собственный вес при $\gamma_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3$	1,2
$n_c = 0,95$	$Q^H = 7,75 \text{ тс/м}$	1,5

Результаты расчёта приведены на рис.2.

Расчет сечений свода не производим, так как усилки в нем меньше, чем в замкнутой обделке.

III. Расчет обделки /см.рис.3/.

I. Определение нагрузок:

а/ собственный вес учитывается автоматически по

$$h_{об} = 0,4 \text{ м}; \quad \gamma_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3;$$

б/ горное вертикальное давление

$$L = B_0 + 2H_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi^*}{2} \right) =$$

$$= 8,6 + 2 \cdot 8,8 \cdot \operatorname{tg} 22,5^\circ = 16,05 \text{ м.}$$

$$h = \frac{L}{2f_{\kappa p}} = \frac{16,05}{2 \cdot 1} = 8,03 \text{ м.}$$

$$q^H = \beta f_n h = 1 \cdot 1,8 \cdot 8,03 = 14,5 \text{ тс/м,} \quad n = 1,5.$$

в/ горное горизонтальное давление

$$e^H = \gamma_n (h + 0,5H_0) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^*}{2} \right) =$$

$$= 1,3 (8,03 + 0,5 \cdot 8,8) 0,413^2 = 3,82 \text{ тс/м}^2,$$

$$n = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2.$$

2. Коэффициент отпора

$$K = \frac{K_0 \cdot 100}{0,5 B_0} \cdot 1000 = \frac{50 \cdot 100}{0,5 \cdot 880} \cdot 1000 = 11400 \text{ тс/м}^3.$$

Задание на расчет обделки

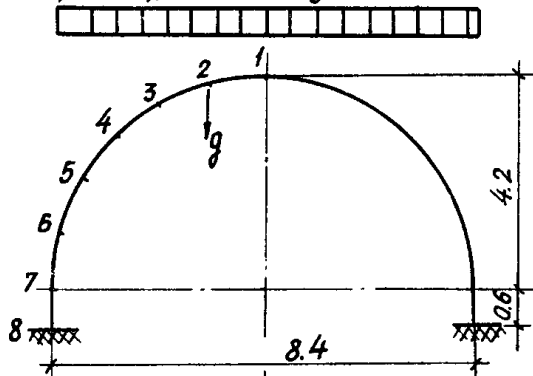
$$E_{0\sigma} = 1680000 \text{ тс/м}^2$$

№№	X	Y	$h_{0\sigma}$	K	№№	X	Y	$h_{0\sigma}$	K
точек:	м	м	м	тс/м ³	точек:	м	м	м	тс/м ³
1	0,0000	0,0000	0,4	11400	10	4,2	7,0	0,4	11400
2	1,0870	0,1431	"	"	11	4,2	7,5	"	"
3	2,1000	0,5627	"	"	12	4,2	8,20	"	"
4	2,9697	1,2303	"	"	13	4,2	8,40	"	1140
5	3,6373	2,1000	"	"	14	4,0	8,40	"	11400
6	4,0569	3,1130	"	"	15	3,0	8,40	"	"
7	4,20	4,20	"	"	16	2,0	8,40	"	"
8	4,20	5,00	"	"	17	1,0	8,40	"	"
9	4,20	6,00	"	"	18	0,00	8,40	"	"

Расчетная схема временной крепи

$$E_{об} = E_{д} = 2.1 \cdot 10^7 \text{ тс/м}^2; K_{1-7} = 6810 \text{ тс/м}^3;$$

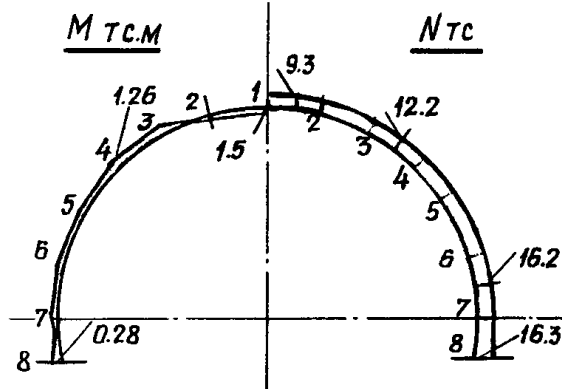
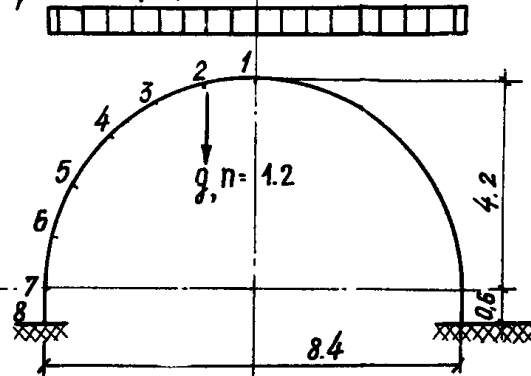
$$q^H = 3.2 \text{ тс/м}; n = 1; K_8 = 125000 \text{ тс/м}^3$$



Расчетная схема свода

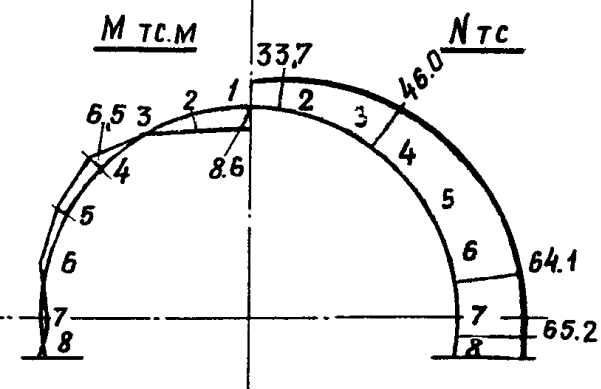
$$E_{об} = E_{д} = 1.68 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2; K_{1-7} = 17100 \text{ тс/м}^3;$$

$$q^H = 7.75 \text{ тс/м}^2; n = 1.5; K_8 = 233000 \text{ тс/м}^3$$



Результаты расчета

№	R	N	M
1	-0.127220-02	2.933320 01	0.153540 01
2	-0.236700-02	2.104350 02	0.960890 00
3	-0.968210-03	2.122220 02	-0.346670 00
4	0.148340-01	2.139760 02	-0.126510 01
5	0.371270 01	2.153750 02	-0.347130 00
6	0.391910 01	2.162330 02	-0.257270 00
7	0.137380 01	2.162910 02	-0.196560 00
8	0.162910 02	2.2	0.285630 00



Результаты расчета

№	R	N	M
1	-0.359620-02	3.336750 02	3.862880 01
2	-0.599210-02	3.482710 02	0.814260 01
3	-0.324820-02	3.459740 02	-0.395910 00
4	-0.118620-04	3.539830 02	-3.650170 01
5	0.815460 01	3.601920 02	-0.621580 01
6	0.170160 02	3.649720 02	-0.267800 01
7	0.582010 01	3.651750 02	-0.133360 01
8	0.655380 02	3.7	0.928950 00

Рис.2. Расчетные схемы временной крепи и свода

Случаи загрузки

Случаи загрузки :	Нагрузки	: Коэфф. перегр. η
I	1. Собств. вес при $\gamma_{ос} = 2,5 \text{ тс/м}^3$	I,2
$n_c = I$ Эксплуатационный	2. $q^H = 14,5 \text{ тс/м}^2$	I,5
	3. $e^H = 3,82 \text{ тс/м}^2$	I,2
	4. Вода без напора	I
II	1. g^H при $\gamma_{ос} = 2,5 \text{ тс/м}^3$	I,2
$n_c = 0,95$ Ремонтный	2. $q^H = 14,5 \text{ тс/м}^2$	I,5
	3. $e^H = 3,82 \text{ тс/м}^2$	I,2
III	1. g^H при $\gamma_{ос} = 2,5 \text{ тс/м}^3$	I,2
$n_c = 0,95$	2. $q^H = 14,5 \text{ тс/м}^2$	I,5

Результаты расчётов даны на рис.3

Расчет железобетонных сечений обделки на прочность
(I предельное состояние)

I Загружение.

Сечение I. $M = 23,4 \text{ тсм}$; $N = -53,9 \text{ тс}$; $h_{ос} = 0,4 \text{ м}$.

$$M_a = M + N \left(\frac{h_{ос}}{2} - a \right) = 23,4 + 53,9 (0,2 - 0,05) = 31,5 \text{ тсм.}$$

$$\beta_o = \frac{k_n n_c M_a}{m b h_o^2 R_{np}} = \frac{1,2 \cdot I \cdot 31,5}{1,15 \cdot I \cdot 0,35^2 \cdot 900} = 0,298$$

По графикам рис. I прил. 3 при $\beta_o = 0,298$ определяем

$$\gamma_o = 0,82.$$

Тогда $z = \gamma_o h_o = 0,82 \cdot 0,35 = 0,29 \text{ м}$.

$$\bar{F}_a = \frac{k_n n_c M_a}{z m R_a} - \frac{k_n n_c N}{m R_a} = \frac{1,2 \cdot I \cdot 31,5}{0,29 \cdot I \cdot 15 \cdot 3,75} -$$

$$- \frac{1,2 \cdot I \cdot 53,9}{1,15 \cdot 3,75} = 30,0 - 15,0 = 15,0 \text{ см}^2$$

ИТЕРАЦИЯ 3

<u>УП. НОМЕР</u> <u>ТОЛЕК</u>	<u>R</u> <u>РЭСКИЧЕ ПАРОВИ</u>	<u>У</u> <u>НОРМАЛИНО СЛА</u>	<u>И</u> <u>ИЗДАТ. МОМЕНТ</u>
1	-0.12678D-01	2.53912D 02	0.23435D 02 1
2	-0.22730D-01	2.61388D 02	0.17794D 02 2
3	-0.15883D-01	2.74839D 02	0.28256D 02 3
4	-0.75761D-02	2.87591D 02	-0.14126D 02 4
5	-0.92585D-03	2.96834D 02	-0.23151D 02 5
6	0.11924D 02	2.99373D 02	-0.14400D 02 6
7	0.2 661D 02	2.99119D 02	0.59838D 01 7
8	0. 4584D 02	2.18320D 03	0.13528D 02 8
9	0.18808D 02	2.18147D 03	0.87499D 01 9
10	2.18914D 02	2.18230D 03	-0.54284D 01 10
11	0.88345D 01	2.18302D 03	-0.17857D 02 11
12	0.28275D 01	2.18356D 03	-0.38507D 02 12
13	0.16331D 01	2.31183D 02	-0.44459D 02 13
14	0.65361D 02	2.31183D 02	-0.23692D 02 14
15	0.55539D 02	2.31183D 02	0.28538D 02 15
16	0.18532D 02	2.31183D 02	0.18830D 02 16
17	0.35892D 01	2.31183D 02	0.81904D 01 17
18	0.17098D 00	2.31183D 02	0.35614D 01 18

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

ИТЕРАЦИИ сошлись

II загрузка

ИТЕРАЦИЯ 4

Нагрузки: g, q, e

NN	R	V	M
1	-0.118670-01	2.572180 02	0.214210 02
2	-0.213160-01	2.544930 02	0.162570 02
3	-0.150120-01	2.758280 02	0.251470 01
4	-0.735520-02	2.923440 02	-0.133420 02
5	-0.121160-02	2.994320 02	-0.213950 02
6	0.926210 01	2.122220 03	-0.137760 02
7	0.154680 02	2.122220 03	0.543540 01
8	0.950790 01	2.123110 03	0.133980 02
9	0.544570 01	2.124310 03	2.971750 01
10	0.792310 01	2.125210 03	-0.399060 01
11	0.728440 01	2.125930 03	-0.165780 02
12	0.151830 01	2.125470 03	-0.416460 02
13	0.154240 01	2.482480 02	-0.487860 02
14	0.619590 02	2.482480 02	-0.276630 02
15	0.472290 02	2.482480 02	0.167250 02
16	0.136290 01	2.482480 02	0.156840 02
17	-0.226190-02	2.482480 02	0.132680 02
18	-0.154060-02	2.2	0.126790 02

ИТЕРАЦИИ сошлись

III загрузка

ИТЕРАЦИЯ 3

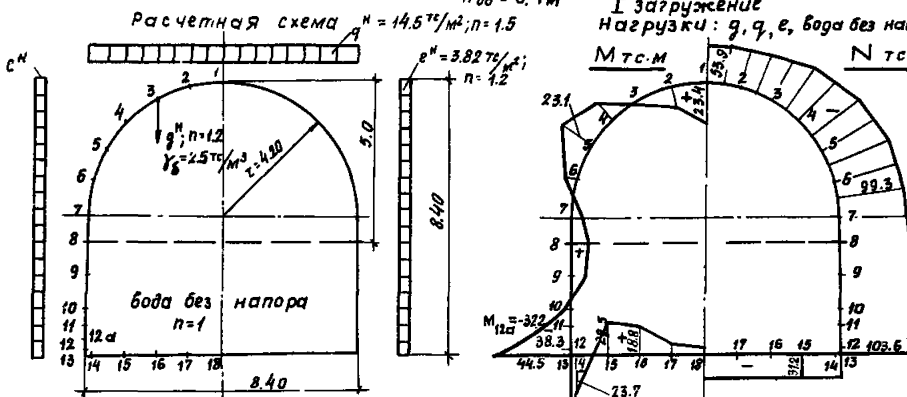
Нагрузки: g, q

NN	R	V	M
1	-0.138730-01	2.485710 02	0.260530 02
2	-0.232950-01	2.575170 02	0.196420 02
3	-0.159860-01	2.728990 02	0.278260 01
4	-0.706240-02	2.591710 02	-0.163710 02
5	-0.196780-02	2.128530 03	-0.256590 02
6	0.146330 02	2.123980 03	-0.151110 02
7	0.233980 02	2.123670 03	0.663570 01
8	0.146520 02	2.124950 03	0.145440 02
9	0.927270 01	2.125150 03	0.977660 01
10	0.124950 02	2.127050 03	-0.495980 01
11	0.871800 01	2.127770 03	-0.175760 02
12	0.196870 01	2.128310 03	-0.413420 02
13	0.159210 01	2.578370 02	-0.485240 02
14	0.635960 02	2.578370 02	-0.278400 02
15	0.477740 02	2.578370 02	0.175040 02
16	0.974360 01	2.578370 02	0.154740 02
17	-0.241420-02	2.578370 02	0.136780 02
18	-0.162910-02	2.2	0.130690 02

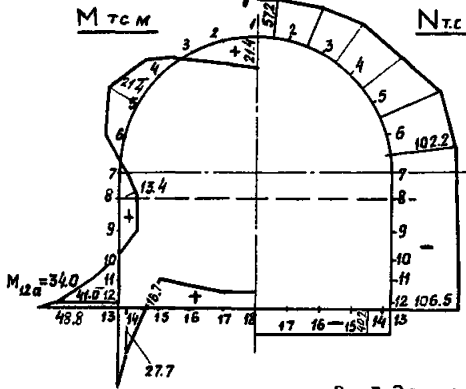
Расчет обделки безнапорного туннеля $E_{об} = E_0 = 1680000 \text{ т/м}^2$; $K = 11400 \text{ т/м}^3$

$h_{об} = 0,4 \text{ м}$

I загрузка
Нагрузки: q, q, e , вода без напора



II загрузка
Нагрузки: q, q, e



III загрузка
Нагрузки: q и q

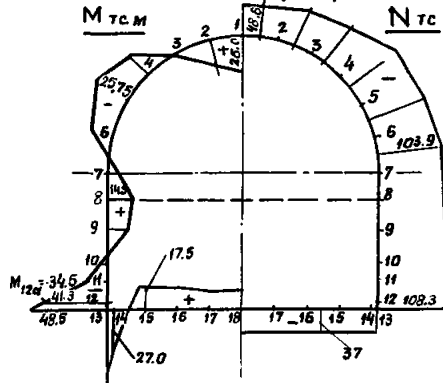


Рис.3. Эпюры M и N

KZU4=0 ПОЛНАЯ информация
 KZU6=0 нет информации в Уа
 K=18 количество точек на половине сечения
 ZA*K=0, P 30 мм высотой сечения
 PM= 1080 07 модуль упругости обделки

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА
I загрузка

N	номер точки	X обделки	ордината	гладкость обделки	KY значения нагрузки	исполнение по расчету сечения обделки	МК момент
1	1	0,0	0,0	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
2	2	1,08700	2,14312	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
3	3	2,16700	3,50210	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
4	4	2,96970	4,23732	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
5	5	3,63730	4,10712	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
6	6	4,05690	3,21310	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
7	7	4,20720	4,20720	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
8	8	4,20700	5,00012	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
9	9	4,20700	5,70012	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
10	10	4,20700	7,00012	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
11	11	4,20700	7,50012	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
12	12	4,20700	8,20012	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
13	13	4,20700	8,40012	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
14	14	4,20700	8,40010	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
15	15	3,00700	8,40010	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
16	16	2,10700	8,40010	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
17	17	1,00700	8,40010	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02
18	18	0,0	8,40010	0,40	-1140 00	4000 00	.5330-02

KZU6=0 KZU7=0 KZU9=0 признак расчета с шарнирами
 признак расчета обделки с заданной зоной отливки

давление: ZNL=0,8
 ВНТР. ВОДУ: CNR=0,8
 ШКАЛЫ: ZAK=2,50 Xac
 давление: ЧУВ=1,32 коэффициент
 ВНТР. ВОДУ: перегр. врт. зорн.
 Kсу в шелье

NUNN=1,20 Коэф. перегр. ВНТР. давл. воды
 NUNR=0,8 Коэф. перегр. НАРУЖ. ПОД. давл. воды = 0,20 нет
 NUS=1,20 Коэф. перегр. СОБСТВ. веса воды
 NUG=1,20 Коэф. перегр. Зариз. зарн. давлений

N	номер точки	руч. зарис. давление	зариз. зарис. давление
1	1	14,50	3,80
2	2	14,50	3,80
3	3	14,50	3,80
4	4	14,50	3,80
5	5	14,50	3,80
6	6	14,50	3,80
7	7	7,25	3,55
8	8	7,25	3,55
9	9	7,25	3,55
10	10	7,25	3,55
11	11	7,25	3,55
12	12	7,25	3,55
13	13	7,25	3,55
14	14	7,25	3,55
15	15	7,25	3,55
16	16	7,25	3,55
17	17	7,25	3,55
18	18	7,25	3,55

ИТЕРАЦИИ 0019406

При учете временной крепи I 30

$$(F_a = 46,5 \text{ м}^2; \quad W = 472 \text{ см}^3) \quad e_o = \frac{M}{N} = 0,435 \text{ м}; \quad \delta' = 1,02 \text{ см};$$

$$z = 0,2 \text{ м}; \quad R_{np} = 900 \text{ тс/м}^2; \quad R = 2200 \text{ кгс/см}^2 = 22000 \text{ тс/м}^2.$$

По табл.7 прил.3 определяем X

$$X = \frac{h_{o\delta}}{2} - e_o + \sqrt{(e_o - \frac{h_{o\delta}}{2})^2 + R \frac{1,17W + \delta'z(2e_o - h_{o\delta} + z)}{0,5R_{np}b + \delta'R}}$$

$$X = \frac{0,4}{2} - 0,435 + \sqrt{(0,435 - \frac{0,4}{2})^2 + 22000 \frac{1,17 \cdot 472 \cdot 10^{-6} \cdot 0,67}{0,5 \cdot 900 \cdot 1 + 1,02 \cdot 10^{-2} \cdot 22000}}$$

$$X = -0,235 + \sqrt{0,055 + 0,0606} = 0,11 \text{ м.}$$

Проверяется условие прочности

$$k_n n_c N = 1,2 \cdot 1 \cdot 33,9 = 64,8 \text{ тс} < m[R_{np}bx - 2\delta'(z-x)R] =$$

$$= 1,15 [900 \cdot 1 \cdot 0,11 - 2 \cdot 1,02 \cdot 10^{-2} (0,20 - 0,11) \cdot 22000] \text{ тс}$$

$$64,8 \text{ тс} < 1,15 \cdot 60,2 = 69,7 \text{ тс.}$$

прочность сечения достаточна без армирования. Учитывая, что туннель проходит в слабых и неоднородных породах, принимаем

$$4 \text{ ф16 А-III } F_a = 8,04 \text{ см}^2/\text{м.}$$

Сечение 8.

$$M_8 = 13,5 \text{ тс.м}, \quad N_8 = -99,1 \text{ тс}$$

$$M_a = M + N(h_{o\delta}/2 - a) = 13,5 + 99,1 \cdot 0,15 = 28,4 \text{ тс.м}$$

$$A_o = \frac{1,2 \cdot 1,0 \cdot 28,4}{1,15 \cdot 1 \cdot 0,35^2 \cdot 900} = 0,267, \text{ по графику рис.1 прил.3 } \delta_o = 0,85.$$

$$f_a = \frac{k_n n_c M_a}{z m R_a} - \frac{k_n n_c N}{m R_a} = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 28,4}{0,85 \cdot 0,35 \cdot 1,15 \cdot 3,75} - \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 99,1}{1,15 \cdot 3,75} < 0$$

Принимается 4 Ø 16 А-III

Сечение 12а /В стене по грани вута/. Загружение I.

$$M_{12a} = -38,3 + \frac{38,3 - 17}{0,7} 0,2 = -32,2 \text{ тс}$$

$$N = -103,6 \text{ тс}, \quad h_{o\delta} = 0,4 \text{ м.}$$

$$M_a = M + N (h_0 \varepsilon / 2 - a) = 32,2 + 103,6 \cdot 0,15 = 47,7 \text{ тсм.}$$

$$A_z = \frac{k_n n_c M_a}{m \xi h_0^2 R_{np}} = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 47,7}{1,15 \cdot 1 \cdot 0,35^2 \cdot 900} = 0,45.$$

По граф. рис. I прил. 3 $A_z = 0,45 > 0,42$.

При учете армирования

$$40I6 = 3,04 \text{ см}^2/\text{м.}$$

$$m R_{a,c} S_a = 1,15 \cdot 3,75 \cdot 8,04 \cdot 0,3 = 10,4 \text{ тсм.}$$

$$k_n n_c M_a - m R_{a,c} S_a = 1,2 \cdot 1 \cdot 47,7 - 10,4 = 16,8 \text{ тсм.}$$

$$A_o = \frac{16,8}{1,15 \cdot 1 \cdot 0,35^2 \cdot 900} = 0,368.$$

По прил. 3 рис. I $\gamma_o = 0,75$; $z = \gamma_o h_0$

тогда

$$F_a = \frac{k_n n_c M_a - m R_{a,c} S_a}{m \gamma_o h_0 R_a} - \frac{k_n n_c N}{m R_a} + F_a'$$

$$F_a = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 47,7 - 10,4}{1,15 \cdot 0,77 \cdot 0,35 \cdot 3,75} - \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 103,6}{1,15 \cdot 3,75} + 3,04 =$$

$$= 41,4 - 28,6 + 3,04 = 20,64 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем $40I6 = 19,63 \text{ см}^2/\text{м}$.

Проверка на ремонтный случай /II загрузка/

$$M_{I2a} = -41,3 + \frac{41,3 - 17,6}{0,7} \cdot 0,2 = -34,5 \text{ тсм.}$$

$$N = 108,3 \text{ тс.}$$

$$M_a = 34,5 + 108,3 \cdot 0,15 = 50,8 \text{ тсм.}$$

$$k_n n_c M_a - m R_{a,c} S_a = 1,2 \cdot 0,95 \cdot 50,8 - 10,4 = 47,6 \text{ тсм}$$

$$A_o = \frac{47,6}{1,15 \cdot 1 \cdot 0,35^2 \cdot 900} = 0,37, \text{ чему соответствует } \gamma_o = 0,75$$

$$F_a = \frac{1,2 \cdot 0,95 \cdot 50,8 - 10,4}{1,15 \cdot 0,75 \cdot 0,35 \cdot 3,75} - \frac{1,2 \cdot 0,95 \cdot 108,3}{1,15 \cdot 3,75} + 3,04 =$$

$$= 42,0 - 28,6 + 3,04 = 21,24 \approx 20,64 \text{ см}^2/\text{м.}$$

Сечение I4. $M = 23,7$ тсм; $N = -31,2$ т; $h_{ос} = 0,4$ м.

$$M_a = M + N \left(\frac{h_{ос}}{2} - a \right) = 23,7 + 31,2 \left(\frac{0,4}{2} - 0,05 \right) = 28,4 \text{ тсм.}$$

$$A_o = \frac{k_H n_c M_a}{m E h_o^2 R_{np}} = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 28,4}{1,15 \cdot 1 \cdot 0,35^2 \cdot 900} = 0,269.$$

По граф. рис. I прил. 3 при $A_o = 0,269$ определяем $f_o = 0,84$,

$$\text{тогда } F_a = \frac{k_H n_c M_a}{f_o h_o m R_a} - \frac{k_H n_c N}{m R_a} = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 28,4}{0,84 \cdot 0,35 \cdot 1,15 \cdot 3,75} -$$

$$- \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 31,2}{1,15 \cdot 3,75} = 36,9 - 8,7 = 18,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\phi 25 = 19,6 \text{ см}^2/\text{м.}$

Сечение I5. $M = 20,5$ тсм, $N = -31,2$ тс, $h_{ос} = 0,4$ м

$$M_a = 20,5 + 31,2 \cdot 0,15 = 25,18 \text{ тсм}$$

$$A_o = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 25,18}{1,15 \cdot 1 \cdot 0,35^2 \cdot 900} = 0,239.$$

По графику I прил. 3 при $A_o = 0,239$ $f_o = 0,88$

$$F_a = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 25,18}{0,87 \cdot 0,35 \cdot 1,15 \cdot 3,75} - \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 31,2}{1,15 \cdot 3,75} = 14,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\phi 22 \text{ A-III}$

$$F_a = 15,2 \text{ см}^2/\text{м.}$$

Расчет лотка на поперечную силу

Определение поперечной силы

Загружение I /см. рис. 4/

$$Q_{I2} = 0; \quad Q_{I7} = -(8,4+1) + 0,17+3,59 \cdot 0,5 = -7,44 \text{ тс.}$$

$$Q_{I6} = -3,4 \cdot 2 + 0,17 \cdot 3,59 + \frac{18,53}{2} = 5,8 \text{ тс.}$$

$$Q_{I5} = -3,4 \cdot 3 + 0,17+3,59+18,53+55,53 \cdot 0,5 = 21,86 \text{ тс.}$$

$$Q_{I4} = -3,4 \cdot 4 + 0,17+3,59+18,53+55,54+93,5 \cdot 0,5 = 86,83 \text{ тс.}$$

Расчет на поперечную силу

$$Q_{I4} = 86,83 \text{ тс}; M_{I4} = 23,7 \text{ тсм}; N = -31,2 \text{ тс}$$

$$R_{np} = 900 \text{ тс/м}^2; R_p = 75 \text{ тс/м}^2.$$

Проверка достаточности сечения.

$$k_n n_c Q \leq 0,287 R_{np} b h_0$$

$$1,2 \cdot 1 \cdot 86,83 = 104 \text{ тс} > 0,287 \cdot 900 \cdot 1 \cdot 0,35 = 90 \text{ тс}$$

Необходимо устройство вутов $h_e = 0,6 \text{ м}$, $h_{0e} = 0,55 \text{ м}$.

Тогда

$$104 \text{ тс} < 0,287 \cdot 900 \cdot 1 \cdot 0,55 = 142 \text{ тс}.$$

Проверка необходимости армирования

$$k_n n_c Q < 0,9 R_p b h_0$$

$$1,2 \cdot 1 \cdot 86,83 > 0,9 \cdot 75 \cdot 1 \cdot 0,55$$

104 тс > 37,2 тс - поперечное армирование нужно.

определение ψ_s .

$$\psi_s = \frac{(0,5 + 2\xi) R_p b h_0 \operatorname{tg} \beta}{I,2} =$$

$$= \frac{(0,5 + 2 \cdot 0,205) \cdot 75 \cdot 1 \cdot 0,55 \cdot 1,34}{1,2} = 41,9 \text{ тс},$$

$$\text{где: } \xi = \frac{F_a R_a + N}{b h_0 R_{np}} = \frac{19,06 \cdot 3,75 + 31,2}{1 \cdot 0,55 \cdot 900} = 0,207$$

$$0,5 < \operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q h_0}} = \frac{2}{1 + \frac{23,7}{86,83 \cdot 0,55}} = 1,34 < 1,6$$

Проекция первой трещины (длина участка поперечного армирования).

$$c_1 = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \beta} = \frac{0,55}{1,34} = 0,4 \text{ м}.$$

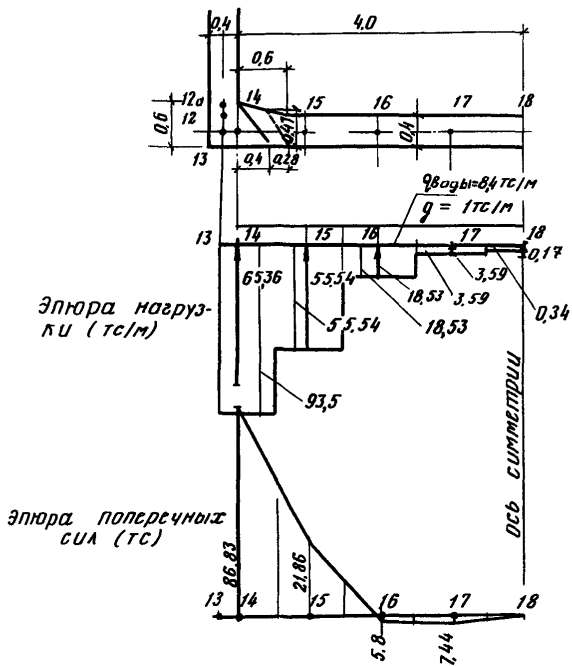


Рис. 4. Расчет лотка на поперечную силу q

Поперечная сила $Q_{14+0,4}$ из эпюры Q определяется

$$Q_{14+0,4} = 86,83 - (93,5 - 9,4) \cdot 0,4 = 53,2 \text{ тс.}$$

Необходимая площадь поперечной арматуры

$$F_x = \frac{k_n n_c Q_{14+0,4} - m Q_s}{m R_{a,x}}$$

$$F_x = \frac{1,2 \cdot 1 \cdot 53,2 - 1,15 \cdot 41,9}{1,15 \cdot 2,9} = \frac{16}{2,9} = 5,5 \text{ см}^2$$

принимаем $16\emptyset 8 = 8,04 \text{ см}^2$. А-Ш

Проверка возможности образования второй трещины.

$$M_{14+0,4} = 23,7 - \frac{20,5 + 23,7}{1} \cdot 0,4 = 6,0 \text{ тсм}$$

$$Q_{14+0,4} = 53,2 \text{ тс.} \quad h_{0,4} = 0,4 + \frac{0,6 - 0,4}{0,6} (0,6 - 0,4) = 0,47 \text{ м}$$

$$h_{0,4+0,4} = 0,42 \text{ м.}$$

$$Q_6 = \frac{(0,5 + 2 \xi) R_p \rho h_0 \operatorname{tg} \beta}{1} = \frac{(0,5 + 2 \cdot 0,207) \cdot 75 \cdot 1 \cdot 0,42 \cdot 1,5}{1} =$$

$$= 43 \text{ тс}$$

$$\xi = 0,207 \quad \operatorname{tg} \beta_1 = \frac{2}{1 + \frac{6}{33,2 \cdot 0,42}} = 1,58 > 1,5$$

$$\text{Принимается } \operatorname{tg} \beta_1 = 1,5; \text{ тогда } c_2 = \frac{0,42}{1,5} = 0,28 \text{ м}$$

$$c_1 + c_2 = 0,4 + 0,28 = 0,68 \text{ м}$$

$$Q_{14+0,68} = 86,83 - (93,5 - 9,4) \cdot 0,5 - (55,54 - 9,4) \cdot 0,18 = 36,53 \text{ тс}$$

$$k_n n_c Q_{14+0,68} = 1,2 \cdot 1 \cdot 36,53 \text{ тс} = 43,7 \text{ тс} < m \gamma_s = 1,15 \cdot 43 = 49,4 \text{ тс.}$$

Армирование не требуется.

Конструкция обделки представлена на рис.5.

Расчет величины раскрытия трещин

II предельное состояние

Для обделок безнапорных туннелей проверка величины раскрытия трещин не является обязательной, т.к. при внецентренном сжатии сквозные трещины не образуются. Несквозные трещины не опасны с точки зрения фильтрации воды из туннеля, коррозии арматуры и бетона.

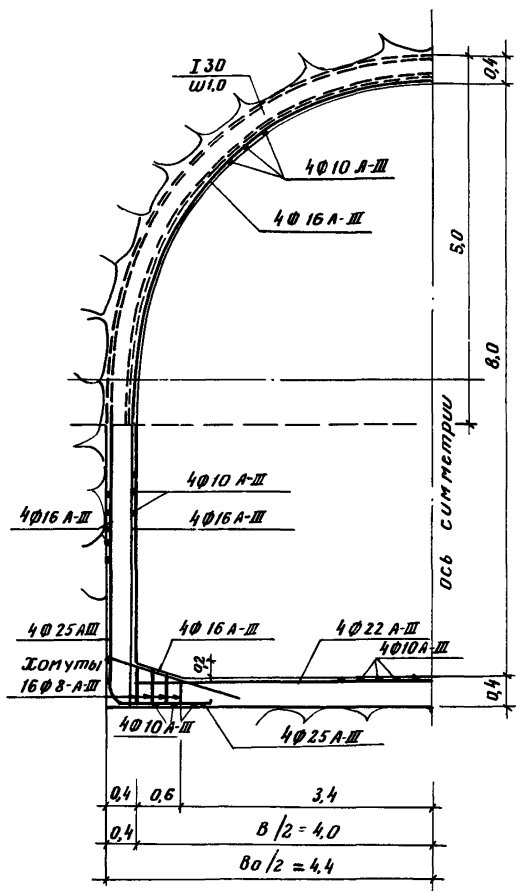


Рис. 5. Схема армирования обделки

Пример 2.

Рассчитать нетрещиностойкую обделку запорного туннели кругового сечения, сооружение I класса.

Внутренний диаметр $D_{вн} = 6,0$ м, внутреннее давление в шельфе при нормальной эксплуатации $P_B = 70$ тс/м², с учетом гидравлического удара $P_{к.н.} = 100$ тс/м², наружное давление подземных вод в шельфе $p_{н.в.} = 30$ тс/м².

Порода в условиях эксплуатации:

$$f_{кр} = 1, \quad K_c = 50 \text{ кгс/см}^3, \quad \gamma_n = 1,8 \text{ тс/м}^3, \quad \varphi^k = 60^\circ.$$

Порода в условиях строительства:

$$f_{кр} = 1,5, \quad K_c = 75 \text{ кгс/см}^3, \quad \gamma_n = 1,8 \text{ тс/м}^3, \quad \varphi^k = 60^\circ \\ D_c = 6,8 \text{ м.}$$

Бетон марки 200, модуль упругости бетонного сечения обделки

$$E_{об} = 0,7 \cdot 240000 = 168000 \text{ кгс/см}^2 = 1680000 \text{ тс/м}^2.$$

Модуль упругости арматурного сечения $E_a = 2,0 \cdot 10^7 \text{ тс/м}^2$

I. Расчет временной крепи.

1. Определение нагрузки от горного вертикального давления по графику на рис. 3 при $V_0 = 6,8$ м, $f_{кр} = 1,5$,

$$q = 10,2 \text{ тс/м}^2, \quad q^H = \frac{10,2}{1,5} = 7,0 \text{ тс/м}^2 / \text{см. п. 3.16/}$$

2. Подбор арочной крепи выполняется по прил. 5 $L = 6,4$ м

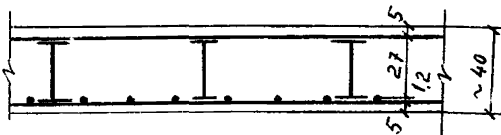
По графику I	I 33	через	1,0 м
	или I 30 а	через	$\frac{6,2}{7,0} = 0,88$ м
	или I 30	через	$\frac{5,5}{7,0} = 0,785$ м
	или I 27а	через	$\frac{4,4}{7,0} = 0,63$ м

Принимаем I 27а через 0,6 м.

Марчеваны железобетонные $\delta^H = 5$ см.

Защитный слой бетона 5 см.

2.



II. Расчет обделки.

I. Нагрузки:

а. Собственный вес обделки учитывается автоматически по

$$h_{\text{об}} = 0,4 \text{ м}, \quad \gamma_{\text{об}} = 2,5 \text{ тс/м}^3, \quad \text{при } n = 1,2.$$

б. Горное вертикальное давление

$$L = B_0 + 2H_0 \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2}) = 6,8 + 2 \cdot 6,8 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{60^\circ}{2}) = 10,5 \text{ м}$$

$$h = \frac{L}{2f_{\text{кр}}} = \frac{10,5}{2 \cdot 1} = 5,25 \text{ м} \quad q_n^{\text{н}} = \gamma_n h = 1,8 \cdot 5,25 = 9,45 \text{ тс/м}^2$$

$$n = 1,5$$

Проверка по граф. рис.3

$$q = 14,2 \text{ тс/м}^2$$

в. Горное горизонтальное давление

$$e^{\text{н}} = \gamma_n (h + 0,5H_0) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2}) =$$

$$= 1,8 \cdot (5,25 + 0,5 \cdot 6,8) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{60^\circ}{2}) = 1,1 \text{ тс/м}^2$$

$$n = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2$$

г. внутреннее эксплуатационное давление воды в шельге

$$P_e = 70 \text{ тс/м}^2,$$

то же с учетом максимального гидравлического удара

$$P_{ey} = 100 \text{ тс/м}^2, \quad n = 1$$

д. Наружное давление подземных вод в шельге

$$P_n = 30 \text{ тс/м}^2, \quad n = 1,1$$

2. Определение коэффициента отпора породы в условиях эксплуатации

$$K = \frac{K_0 \cdot 100}{Z_n} = \frac{50 \cdot 100}{3,40} = 14,7 \text{ кгс/см}^2$$

3. Определение площади сечения арматуры можно производить с помощью графиков рис.66

при $\mu = 1,2\%$ и $K_o = 50 \text{ кгс/см}^2$, $\bar{\sigma}_a = 290$

$$\sigma_a = \rho_e \bar{\sigma}_a = 10,0 \cdot 290 = 2900 \text{ кгс/см}^2$$

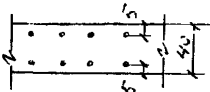
$$F_a = 1,2 \frac{40 \cdot 100}{100} = 48 \text{ см}^2/\text{м.}$$

Принимаем I0025 $F_a = 49,1 \text{ см}^2$ и I 27a $F = 43,2 \text{ см}^2$

$$\frac{5025 F_a = 24,5}{67,7 \text{ см}^2}$$

4. Определение жесткости при расчете на нагрузку от внутреннего давления воды

а. Сечение лотка



$$F_a = 49,1 \text{ см}^2 = 0,0049 \text{ м}^2$$

$$J_a = 0,00491 \cdot 0,15^2 = 0,000110 \text{ м}^4$$

б. Сечение свода

$$F_a = 5025 = 24,5 \text{ см}^2$$

$$\text{I 27a} = 43,2 \text{ см}^2$$

$$J_I = 5500 \text{ см}^4$$

$$\frac{J}{F} = 24,5 + 43,2 \frac{1}{0,6} = 26,5 \text{ см}^2 = 0,00965 \text{ м}^2$$

$$S = 24,5 \cdot 6 + 43,2 \cdot \frac{1}{0,6} (13,5 + 6) = 1547 \text{ см}^3; \quad \alpha = \frac{S}{F} = \frac{1547}{96,5} = 16,1 \text{ см}$$

$$J = 5500 \frac{1}{0,6} + (19,5 - 16,1)^2 \cdot 43,2 \frac{1}{0,6} + 24,5 (16,1 - 6)^2 =$$

$$= 12480 \text{ см}^4 = 0,0001248 \text{ м}^4.$$

Пример 2

Задание на расчет

Круговая обделка $Z = 3,20 \text{ м}$, принять 13 точек на половине обделки.

$$K_{1-13} = 14700 \text{ тс/м}^3, \quad h_{ог} = 0,4 \text{ м.}$$

Случай загрузки

Случай : загруж. :	Нагрузка :	n :	F_{a_2} : M^2 :	J_{a_4} : M^4 :	$E_{ос}$: $тс/М^2$:
I $n_c = I$ Эксплу- тацион- ный	1. Собств. вес g при $\gamma_{ос} = 2,5 \text{ тс/М}^3$, $h_{ос} = 0,4 \text{ м}$	I,2	$F_{a_{1-2}} =$ 0,00965	$J_{a_{1-2}} =$ 0,0001248	$2,0 \cdot 10^7$
	2. Вертикальное горн. давление $q_v^H = 9,45 \text{ тс/М}^2$	I,5	$F_{a_{9-13}} =$ 0,0049	$J_{a_{9-13}} =$ 0,00011	
	3. Внутреннее гидро- статическое давл. в шельге $p_e = 100 \text{ тс/М}^2$	I			
II $n_c = I$ Эксплу- тацион- ный	1. g	I,2	То же, что и в I загруз.		$2,0 \cdot 10^7$
	2. $q_v^H = 9,45 \text{ тс/М}^2$	I,5			
	3. Горизонт. горное давление $e^H = 1,1 \text{ тс/М}^2$	I,2			
	4. $p_c = 100 \text{ тс/М}^2$	I			
	5. Наружное давление в шельге $p_H = 30 \text{ тс/М}^2$	I, I			
III $n_c = 0,95$ Ремонт- ный	1. g	I,2	0,4	-	$1,68 \cdot 10^6$
	2. $q_v^H = 9,45$	I,5			
	3. $e^H = 1,1$	I,2			
	4. $p_H = 30 \text{ тс/М}^2$	I, I			
IV Эксплу- тацион- ный	1. g	I	$F_{a_{1-2}} =$ 0,00965	$J_{a_{1-2}} =$ 0,0001248	$2,0 \cdot 10^7$
	2. $q_v^H = 9,45 \text{ тс/М}^2$	I	$F_{a_{9-13}} =$ 0,0049	$J_{a_{9-13}} =$ 0,000110	
	3. $p_c = 100 \text{ тс/М}^2$	I			

Пример 2

ИТЕРАЦИЯ

0

ЗАГРУЖЕНИЕ II

NN	R	N	M
1	0.565560 01	-0.121650 03	0.370680 00
2	0.123060 02	-0.119730 03	0.417040 00
3	0.151980 02	-0.113570 03	0.240960 00
4	0.192580 02	-0.107480 03	-0.231460-01
5	0.233770 02	-0.101980 03	-0.249820 00
6	0.265680 02	-0.983940 02	-0.293060 00
7	0.284590 02	-0.905930 02	-0.769130-01
8	0.294360 02	-0.924870 02	0.146330 00
9	0.299500 02	-0.941180 02	0.991400-01
10	0.305600 02	-0.948280 02	-0.567080-01
11	0.311770 02	-0.943410 02	-0.147090 00
12	0.315930 02	-0.943230 02	-0.160010 00
13	0.158390 02	0.0	-0.580940-01

ЗАГРУЖЕНИЕ III

NN	R	N	M
1	-0.507380-02	0.122130 03	0.030130 01
2	-0.930630-02	0.125120 03	0.641020 01
3	-0.634730-02	0.142850 03	0.122030 01
4	-0.251100-02	0.121110 03	-0.462190 01
5	0.220200-03	0.120390 03	-0.772600 01
6	0.703400 01	0.127520 03	-0.480310 01
7	0.142500 02	0.129020 03	0.673860-01
8	0.115300 02	0.121820 03	0.147930 01
9	0.947000 01	0.100030 03	0.132030 01
10	0.959000 01	0.101260 03	0.934010 00
11	0.983000 01	0.102160 03	0.710280 00
12	0.131060 02	0.104590 03	0.620050 00
13	0.515770 01	0.0	0.539640 00

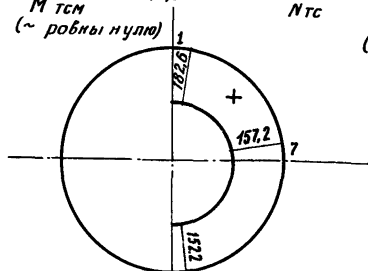
ЗАГРУЖЕНИЕ IV

NN	R	N	M
1	0.784680 01	-0.129480 03	0.323000 00
2	0.165170 02	-0.147300 03	0.369410 00
3	0.189320 02	-0.143460 03	0.240790 00
4	0.223900 02	-0.118920 03	0.467160-01
5	0.260440 02	-0.116790 03	-0.119730 00
6	0.291230 02	-0.112050 03	-0.159970 00
7	0.312840 02	-0.110730 03	-0.140860-01
8	0.326970 02	-0.109930 03	0.115640 00
9	0.335500 02	-0.109190 03	0.259100-01
10	0.342480 02	-0.108570 03	-0.135990 00
11	0.349450 02	-0.108140 03	-0.200990 00
12	0.353170 02	-0.107950 03	-0.203900 00
13	0.176830 02	0.0	-0.793230-01

Пример 2

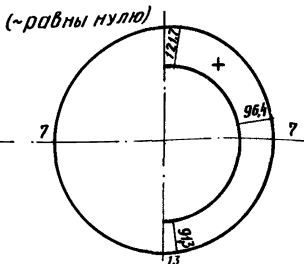
I загрузка

Нагрузки: $q, q^H = 9.45 \text{ тс/м}^2 (n=1.5)$
 $P_B = 100 \text{ тс/м}^2$
 М тс.м
 (~ равны нулю)



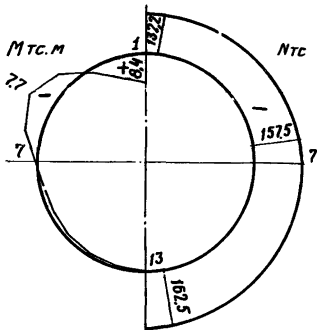
II загрузка

Нагрузки: $q, q^H = 9.45 (n=1.5)$
 $e^H = 1.1 \text{ тс/м}^2 (n=1.2); P_B = 100 \text{ тс/м}^2; P_H = 30 \frac{\text{тс}}{\text{м}^2}$
 М тс.м
 (~ равны нулю)



III загрузка

Нагрузки: $q, q^H = 9.45 \text{ тс/м}^2 (n=1.5)$
 $e^H = 1.1 \text{ тс/м}^2 (n=1.2), P_H = 30 \text{ тс/м}^2 (n=1.1)$



IV загрузка

Нагрузки: $q^H, q^H = 9.45 \text{ тс/м}^2$
 $P_B = 70 \text{ тс/м}^2$

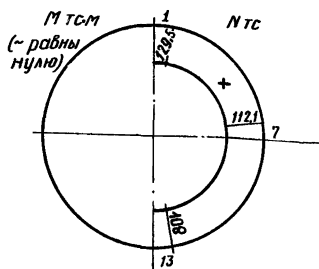


Рис. 6. Эпюры м и н

III. Расчет сечений на прочность (I предельное состояние)

Загружение I.

Сечение I. $M \sim 0$, $N = 182,6$ тс, практически имеет место центральное растяжение $F_a = 96,5 \text{ см}^2$

$$k_H n_c N \leq m F_a R_a$$

$$1,25 \cdot 1 \cdot 182,6 < 1,15 (24,5 \cdot 3,75 \cdot 72 \cdot 2,2)$$

228 тс < 287 тс - площадь сечения металла достаточна

Сечение I3. $N = 152,2$ тс, $F_a = 49 \text{ см}^2/\text{м}$

$$1,25 \cdot 1,0 \cdot 152,2 \text{ тс} < 49 \cdot 3,75 \cdot 1,15 \text{ тс}$$

190 тс < 210 тс - площадь сечения арматуры

достаточна.

Загружение III.

Сечение I. $M = 8,4$ тс.м, $N = -132,2$ тс, $h_{o\delta} = 0,4$ м
 $k_H = 1,25$. Бетон марки 200, $R_{np} = 90 \text{ кгс}/\text{см}^2$.

$$F_a = \frac{k_H n_c M_a}{z m R_a} - \frac{k_H n_c N}{m R_a} = \frac{1,25 \cdot 0,95 \cdot 28,2}{0,298 \cdot 1,15 \cdot 3,75} - \frac{1,25 \cdot 0,95 \cdot 132,2}{1,15 \cdot 3,75}$$

< 0

где $M_a = M + N \frac{h_o - a}{2} = 8,4 + 132,2 \cdot 0,15 = 28,2 \text{ тс.м}$,

$$\beta_o = \frac{k_H n_c M}{m b h_o^2 R_{np}} = \frac{1,25 \cdot 0,95 \cdot 2820000}{1,15 \cdot 100 \cdot 35^2 \cdot 90} = 0,265.$$

При $\beta_o = 0,265$ по графику I прил.3 определяется $\gamma_o = 0,85$.

$$z = \gamma_o h_o = 0,85 \cdot 0,35 = 0,298.$$

Армирование не требуется: $F_a < 0$

Сечение I3. $M = 0,54$ тс.м, $N = -162,5$ тс.

Армирование не требуется, т.к. условия работы более благоприятны, чем в сечении I.

IV. Расчет величины раскрытия трещин (II предельное состояние)

Загружение IV.

Сечение I. $M \sim 0$, $N = 129,5$ тс, $F_a = 96,5$ см²

$$\sigma_a = \frac{N}{F} = \frac{129500}{96,5} = 1340 \text{ кгс/см}^2; \quad l_T = \beta \frac{d}{\mu} =$$

$$= 0,5 \frac{2,5}{4 \cdot 0,0031} = 51 \text{ см.}$$

$$d = 2,5 \text{ см,} \quad \mu = \frac{24,5}{40 \cdot 100} = 0,0061$$

$$a_T = \left(\frac{\sigma_a - \sigma_{нач}}{E_a} \psi_a - \varepsilon_s \right) l_T = \left(\frac{1340 - 200}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 0,6 - 0,0001 \right) 51 =$$

$$= 0,0118 \text{ см} = 0,118 \text{ мм}$$

или по графику рис.6б при $\sigma_a = 1340$ кгс/см² и

$$\mu = 0,006 \quad a_T = \bar{a}_T \cdot 10^{-3} d = 4,5 \cdot 10^{-3} \cdot 2,5 = 0,112 \text{ мм.}$$

IV. Расчет фильтрации воды из туннеля выполняется в соответствии с СН 238-73 по прил.6 настоящих Рекомендаций.

$$Q_\varphi = \frac{1}{\frac{h_{\text{ос}}}{n_T k_T} + \frac{1}{k_\varphi \varphi}} \leq Q_\varphi^{\text{дон}} 2\pi r_6 \cdot 10^{-7} \text{ л/с см}$$

а. Сопротивление обделки фильтрации определяется выражением $\frac{h_{\text{ос}}}{n_T k_T}$

Для расчета фильтрации определяется среднее раскрытие трещин /на горизонтальном диаметре/.

$$N = 112,1 \text{ тс,} \quad F_a = 96,5 \text{ см}^2/\text{м,}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{F_a} = \frac{11210000}{96,5} = 1160 \text{ кгс/см}^2;$$

$$l_T = \frac{d}{\mu} = \frac{2,5}{8 \cdot 0,006} = 52 \text{ см;} \quad n_T = \frac{2\pi r_n}{l_T} = \frac{6,28 \cdot 340}{52} = 41$$

$$\alpha_T = \left(\frac{1160-200}{2 \cdot 10^6} \cdot 0,6 - 0,0001 \right) 52 = 0,0098 \text{ см}$$

$$\text{Коэффициент водопроницаемости } K_T = 1000 \alpha_T^3 = 1000 \cdot 0,0098^3 \approx 0,001$$

$$\text{Тогда } \frac{h_{ос}}{n_T k_T} = \frac{40}{41 \cdot 0,001} \approx 975.$$

б. Сопротивление породы фильтрации определяется выражением $\frac{1}{k_\varphi \varphi}$

k_φ - коэффициент фильтрации породы, см/с.

В примере $k_\varphi = 0,03 \text{ см/с}$.

$$\varphi = \frac{2\pi}{l_T} \frac{R_\varphi}{z_H}, \text{ где } R_\varphi - \text{ радиус области фильтрации.}$$

При отсутствии данных принимается равным двойной глубине заложения.

$$\text{В примере } R_\varphi = 500 \text{ м, } \frac{R_\varphi}{z_H} = \frac{500}{3,4} = 148$$

$$\text{По граф. 1 прил. 6 по } \frac{R_\varphi}{z_H} = 148 \text{ и } k_\varphi = 3 \cdot 10^{-2} \text{ находим } \frac{1}{k_\varphi \varphi} = 28.$$

в. Проверка допустимости фильтрации.

$$\text{По суммарной величине } \frac{h_{ос}}{n_T k_T} + \frac{1}{k_\varphi \varphi} \approx 1000$$

$$\text{по граф. 2 прил. 6 находят } Q_\varphi = \frac{1}{\frac{h_{ос}}{n_T k_T} + \frac{1}{k_\varphi \varphi}} = 0,001 \text{ л/с.см}$$

Допускаемая величина

$$Q_\varphi^{гон} 2\pi z_e \cdot 10^{-7} = 0,00018 \text{ л/с.см}$$

находится также по граф. 2 при $\rho = 7 \text{ кгс/см}^2$ и

$$z_e = 3,0 \text{ м.}$$

$$Q_\varphi = 0,001 \text{ л/с.см} > Q_\varphi^{гон} 2\pi z_e \cdot 10^{-7} = 0,00018 \text{ л/с.см}$$

необходима проверка самоуплотнения трещин.

$$K' = \frac{Q_{\text{ф}}^{400} 2\pi r_{\text{с}} 10^{-4}}{n_{\text{T}} J} = \frac{0,18}{41 \cdot 100} = 0,000045 = 4,5 \cdot 10^{-5},$$

$$\text{где } J_{\text{H}} = \frac{1000 (\rho_{\text{с}} - \rho_{\text{H}})}{h_{\text{с}} \varepsilon} = \frac{1000 (7-3)}{40} = 100.$$

По графику рис.3 прил.6 определяется время кольтматации трещин от $K_{\text{T}}=0,001$ до $K_{\text{T}}' = 0,000045 = 4,5 \cdot 10^{-5}$ при $a_{\text{T}}=0,1$ мм равное $\approx 0,35$ года = 4,2 мес.

Возможная конструкция приведена на рис.7.

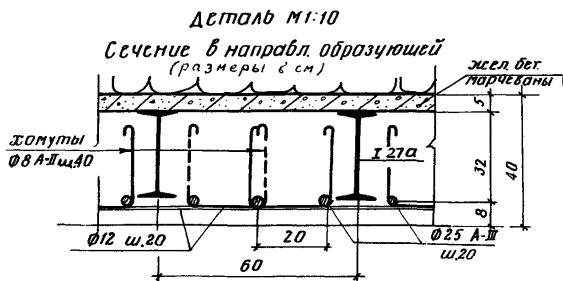
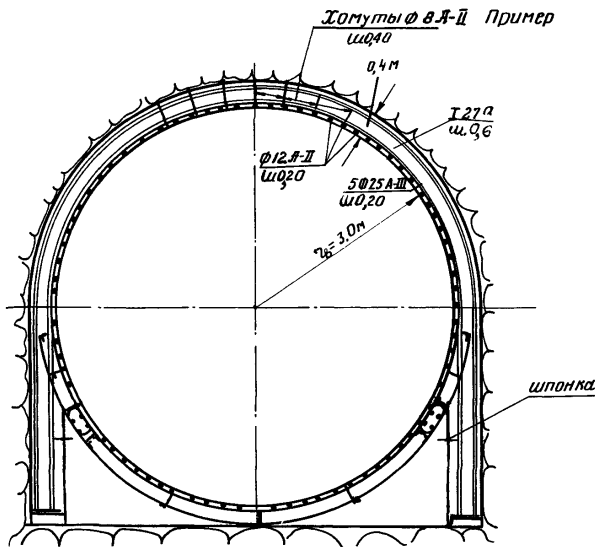


Рис. 7. Схема армирования обделки

Пример 3.

Расчет сборно-монолитной обделки

Расчитать обделку напорного туннеля кругового сечения сборно-монолитной конструкции, сооружение I класса /см. рис.8/.

Внутренний диаметр $D_c = 4,87$ м, внутреннее давление воды в шельге при нормальной эксплуатации $P_c = 50$ тс/м², с учётом гидравлического удара $P_{cy} = 70$ тс/м², давление подземных вод $P_n = 0$.

В качестве сборной наружной обделки принимаются блоки типа сборной железобетонной обделки Ленметропроекта /8 блоков на кольцо/ и 2 нестандартных лотковых блока.

Порода $f_{кр} = 2$, $K_o = 100$ кгс/см³, $f_n = 2,45$ тс/м³
 $\varphi^k = 65^\circ$.

Бетон сборной обделки марки 300, модуль упругости $E_{o\delta} = 0,7 \cdot 2900000 = 2030000$ тс/м².

Монолитная оболочка из бетона марки 200, арматура из стали А-II.

I. Расчет сборной обделки

Толщина обделки $h_{o\delta} = 0,15$ м

I. Определение нагрузок

а/ собственный вес обделки $h_{o\delta} = 0,15$ м, $f_{o\delta} = 2,5$ тс/м³
 $n = 1,2$

б/ нагрузка от горного вертикального давления

$D_o = 5,57$ м $H_o = 5,57$ м

$$L = B_o + 2 H_o \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right) = 5,57 + 2 \cdot 5,57 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{65^\circ}{2} \right) = 6,0 \text{ м.}$$

$$h = \frac{L}{2f_{\text{эф}}} = \frac{8,0}{2 \cdot 2} = 2,0 \text{ м}; \quad q^H = \beta \gamma_n^h = 0,7 \cdot 2,45 \cdot 2 = 3,4 \text{ тс/м}^2$$

$n = 1,5$

Г/ нагрузка от горного горизонтального давления

$$e^H = \gamma_n (h + 0,5 H_0) \text{tg}^2 (45^\circ - \frac{\phi^k}{2}) = 2,45 (2,0 + 0,5 \cdot 5,57) \text{tg}^2 12,5^\circ$$

$$e^H = 0,55 \text{ тс/м}^2; \quad n = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2$$

2. Определение K

$$K_{1-15} = \frac{100 \cdot 100 \cdot 1000}{278,5} = 36000 \text{ тс/м}^3$$

Задание на расчет сборной обделки.

Шарниры в точках I, 4, 7, 10, 13; $m_{\omega} = 0$

№№ точек:	X м	Y м	$h_{ос}$ м	K тс/м ³	$E_{ос}$ тс/м ²
I	0,000	0,000	0,15	36000	2030000
2	0,7013	0,0923	"	"	"
3	1,3550	0,3631	"	"	"
4	1,6684	0,5745	"	"	"
5	1,9163	0,7938	"	"	"
6	2,3469	1,3550	"	"	"
7	2,6295	2,0545	"	"	"
8	2,71	2,71	"	"	"
9	2,6177	3,4113	"	"	"
10	2,4756	3,8123	"	"	"
11	2,3469	4,0650	"	"	"
12	1,9163	4,6262	"	"	"
13	1,2723	5,1029	"	"	"
14	0,7013	5,3277	"	"	"
15	0,000	5,42	"	"	"

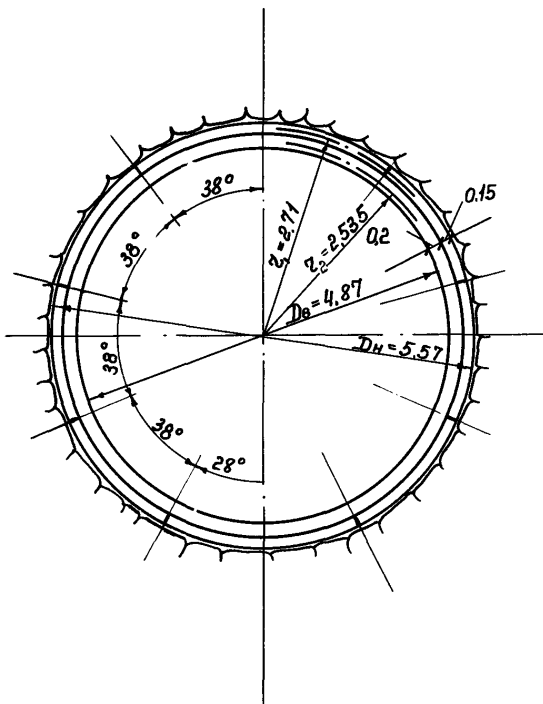


Рис. 8. Поперечное сечение сборно-моноклитной обделки напорного туннеля

Случай загрузки

Случай загрузки :	Нагрузки :	Коэффициент перегр. μ
I $n_c = 1,0$	1. Собственный вес при $\gamma_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3$	1,2
	2. Вертикальное горное давление $q_v^H = 3,4 \text{ тс/м}^2$	1,5
II $n_c = 1,0$	1. Собств. вес при $\gamma_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3$	1,2
	2. $q^H = 3,4 \text{ тс/м}^2$	1,5
	3. Горизонт. горное давление $e^H = 0,53 \text{ тс/м}^2$	1,2

Результаты расчета см. рис.9

Расчет сечения сборной обделки на прочность (I предельное состояние)

Сечение 3. $M_3 = 0,18 \text{ тсм}$, $N_3 = -15,6 \text{ тс}$, $e_o = \frac{M}{N} = 0,0115 \text{ м}$

$h_{об} = 0,15 \text{ м}$. Случайный эксцентриситет по данным ЦНИИСа принимается институтом Метрогипротранс в размере $0,1 h_{об}$

$e_{o1} = 0,0115 + 0,1 \cdot 0,15 = 0,0265 \text{ м} \sim 0,027 \text{ м}$; $a = a' = 0,03 \text{ м}$

$M_a = N \left(e_{o1} + \frac{h_{об}}{2} - a \right) = 15,6 (0,027 + 0,045) = 1,13 \text{ тсм}$.

$$A_o = \frac{k_n n_c M}{m b h_o^2 R_{np}} = \frac{1,25 \cdot 1,0 \cdot 1,13}{1,15 \cdot 1 \cdot 0,12^2 \cdot 1350} = 0,0635$$

по граф. рис.1 прил.3 $\gamma_o = 0,96$

$$F_a = \frac{k_n n_c M_a}{m \gamma_o h_o R_a} - \frac{k_n n_c N}{m R_a} = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 1,13}{1,15 \cdot 0,96 \cdot 0,12 \cdot 3,75} -$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 15,6}{1,15 \cdot 3,75}$$

$$\bar{F}_\alpha = 2,85 - 4,52 < 0$$

Если считать, что сила приложена в центре тяжести сжатой зоны $x = 2 (h_{0\delta}/2 - e_{01})$

$$x = 2 \left(\frac{0,15}{2} - 0,027 \right) = 0,096 \text{ м}$$

$$k_n n_c N < m x \ell R_{np}$$

$$1,25 \cdot 1 \cdot 15,6 = 19,5 \text{ тс} < 1,15 \cdot 0,096 \cdot 1 \cdot 1350 = 149 \text{ тс}$$

Армирование выполняется по конструктивным соображениям из условия возможности различных перегрузок и динамических воздействий в процессе строительства.

Принимаем 2 х 5Ø 6А-П $\bar{F}_\alpha = 2,83 \text{ см}^2/\text{м}$

II. Расчет монолитной обделки

Толщина обделки $h_{0\delta} = 0,2 \text{ м}$, $Z_\delta = 2,435 \text{ м}$

I. Определение нагрузок

а/ собственный вес обделки $h_{0\delta} = 0,2 \text{ м}$ при

$$\rho_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3$$

б/ предполагается, что нагрузка от горного давления полностью воспринимается сборной обделкой,

в/ внутреннее давление при гидравлическом ударе

$$\rho_{ey} = 70 \text{ тс/м}^2 \quad n = 1$$

Величина трещин определяется при статическом давлении

$$\rho_e = 50 \text{ тс/м}^2$$

2. Коэффициент отпора породы принимается таким же, как и для сборной обделки

$$K = 36000 \text{ тс/м}^3.$$

3. Определение сечения арматуры можно производить с

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА СБОРНОГО ОДЕЖАИ

шарниры в точках I, 4, 7, IO, 15

I. Нагрузки: q^n , $n=1, 2$, $q_1^n=3, 4$ тс/м², $n=1, 5$.

ИТЕРАЦИЯ СОУПЛО

ИТЕРАЦИЯ 3

NN	R	N	M
1	-0.41540000	7.133430 2	0.255480 63
2	-0.56050000	7.143420 2	-0.855740 61
3	-0.10039000	7.154370 2	-0.1173180 62
4	0.7102840 61	7.165450 2	-0.216040 63
5	0.271160 61	7.170570 2	-0.118160 61
6	0.717160 61	7.174720 2	0.131250 61
7	0.423870 61	7.179050 2	-0.312720 65
8	0.592610 61	7.18010 2	0.370160 61
9	0.447870 61	7.186740 2	-0.2115120 61
10	0.202050 61	7.192750 2	0.618490 65
11	0.33610 61	7.191510 2	0.518760 61
12	0.640010 61	7.192410 2	0.351120 61
13	0.506140 61	7.195440 2	0.340480 65
14	0.51570 61	7.19670 2	0.345930 61
15	0.311570 61	7.19750 2	0.346500 61

II. Нагрузки: g^n , $n=1, 2$, $q_1^n=3, 4$ тс/м², $n=1, 5$, $e^n=0, 15$, $n=1$.

ИТЕРАЦИЯ СОУПЛО

ИТЕРАЦИЯ 3

NN	R	N	M
1	-0.45660000	7.135130 2	0.241180 63
2	-0.41631000	7.142180 2	-0.714690 61
3	-0.11791000	7.155420 2	-0.119130 62
4	0.680080 61	7.163520 2	-0.204120 63
5	0.242160 61	7.175950 2	-0.116070 61
6	0.301230 61	7.183260 2	0.276110 61
7	0.416160 61	7.184090 2	-0.260190 65
8	0.102800 61	7.189450 2	0.312110 61
9	0.41160 61	7.19300 2	-0.119220 61
10	0.253100 61	7.19140 2	0.601120 65
11	0.41570 61	7.191620 2	0.411190 61
12	0.616960 61	7.191080 2	0.339130 61
13	0.595100 61	7.192650 2	0.343180 65
14	0.584740 61	7.193810 2	0.345180 61
15	0.313560 61	7.19410 2	0.346110 61

Расчетная схема сборной обделки

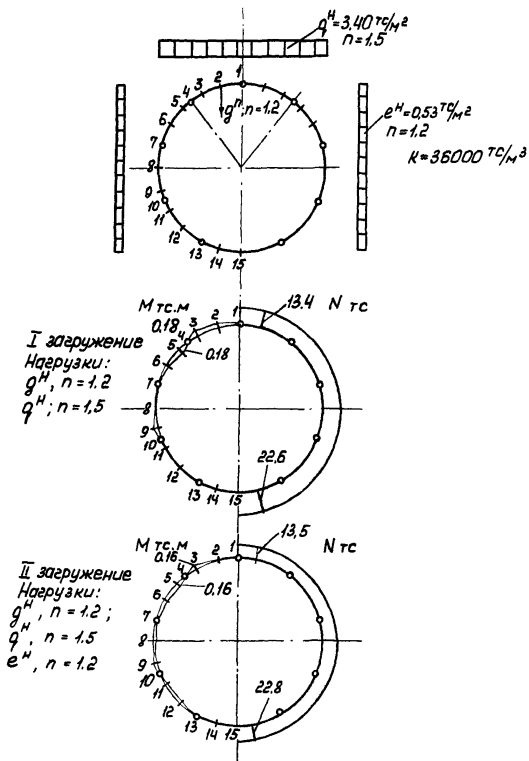


Рис. 9. Эпюры M и N сборной обделки

помощью графика 7а.

При $K_0 = 100 \text{ кгс/см}^2$ и $\mu = 0,5\%$ находим $\bar{\sigma}_a = 183$.

Тогда $\sigma_a = \bar{\sigma}_a \rho_\epsilon = 183,7 = 1280 \text{ кгс/см}^2$ и

$$F_a = 0,05 \cdot 20 \cdot 100 = 10 \text{ см}^2/\text{м}.$$

$$\text{Принимаем } F_a = 8 \phi 14 = 12,31 \text{ см}^2/\text{м}; \quad \mu = \frac{F_a}{\bar{\epsilon} h_{0\epsilon}} = \\ = \frac{12,3}{20 \cdot 100} = 0,0066.$$

Величина раскрытия трещин определяется при $\rho_\epsilon = 5 \text{ кгс/см}^2$ по графику 7б.

При $\mu = 0,0066$ и $\sigma_a = 1280 \text{ кг/см}^2$ находим $\bar{a}_T = 4$.

Тогда $a_T = \bar{a}_T \cdot 10^{-3} d = 4,0 \cdot 10^{-3} \cdot 14 = 0,06 \text{ мм}$

что допустимо.

Принимаем $F_a = 0,00123 \text{ м}^2$

$$J_a = 0,00123 \cdot 0,05^2 = 0,00000307 \text{ м}^4.$$

Задание на расчет монолитной обделки

Рассчитать обделку кругового очертания с $Z = 2,535 \text{ м}$.

Принять на половине сечения обделки 13 точек.

$$K_{1-13} = 36000 \text{ тс/м}^3$$

Случаи загрузки

Случай :	Нагрузка :	μ :	$F_a \text{ м}^2$:	$J_a \text{ м}^4$:	$E_{0\epsilon}$:	K :
загруж. :					тс/м ² :	тс/м ³ :
1 :	2 :	3 :	4 :	5 :	6 :	7 :
$n_\epsilon = 1$	1. Собств. вес при $\delta_{0\epsilon} = 2,5 \text{ тс/м}^3$ $h_{0\epsilon} = 0,2 \text{ м}$	1,2	$1,23 \cdot 10^{-3}$	$3,07 \cdot 10^{-6}$	$2,0 \cdot 10^6$	36000
	2. Внутреннее давление $\rho_\epsilon = 70 \text{ тс/м}^2$	1				

I	2	3	4	5	6	7
II	I. g при $\gamma_{об} = 2,5 \text{ тс/м}^3$ 2. Внутреннее давление $p_e = 50 \text{ тс/м}^2$	I,2	То же	То же	То же	То же
		I				

Результаты расчета см. рис. I0

Расчет сечения монолитной обделки на прочность
(I предельное состояние)

Загружение I.

Сечение I: $N = +20 \text{ тс/м}$ $F_a = 12,3 \text{ см}^2/\text{м}$

$$F_a = \frac{k_n \eta_c N}{m R_a} = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 20}{1,15 \cdot 3,15} = 5,8 \text{ см}^2 < 12,3 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Принятое сечение удовлетворяет требованиям прочности.
конструкция обделки представлена на рис. II.

Расчет величины раскрытия трещин (II предельное состояние)

Загружение II.

Сечение 7. $N = 13,56 \text{ тс/м}$ $F_a = 12,3 \text{ см}^2/\text{м}$ $d = 14 \text{ мм}$
бетон М-200 $E_b = 240000 \text{ кгс/см}^2$

$$\sigma_a = \frac{N}{F_a} = \frac{13560}{12,3} = 1100 \text{ кгс/см}^2, \mu = \frac{F_a}{bh_{0,е}} = \frac{12,31}{20 \cdot 100} = 0,00615$$

по табл. 6 прил. 3

$$a_T = \left(\frac{\sigma_a - \sigma_{нач}}{E_a} \psi_{a,г} 0,0001 \right) l_T ;$$

$$l_T = \beta \frac{d}{4\mu} = \frac{0,5 \cdot 1,4}{4 \cdot 0,00615} = 28,5 \text{ см}$$

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

I загрузка. Нагрузки: $p^H = 70 \text{ тс/м}^2$, $n=I$, g^n , $n=I,2$

ИТЕРАЦИИ сошлись

ИТЕРАЦИЯ 8

NN	R	V	M
1	0.204930 02	-7.199620 02	-0.565980 02
2	0.409750 02	-7.199570 02	0.102650 02
3	0.411340 02	-7.199550 02	-0.172360 02
4	0.415340 02	-7.1991720 02	-0.103400 02
5	0.420460 02	-7.199250 02	-0.701710 03
6	0.426450 02	-7.199370 02	-0.391440 03
7	0.432660 02	-7.199350 02	0.392190 05
8	0.439280 02	-7.178490 02	0.399030 03
9	0.445260 02	-7.175710 02	0.772140 03
10	0.453380 02	-7.172180 02	0.994440 03
11	0.454450 02	-7.170150 02	0.220050 02
12	0.456510 02	-7.169140 02	-0.395570 02
13	0.226920 02	7.7	0.105460 01

II загрузка. Нагрузки: $p^H = 50 \text{ тс/м}^2$, $n=I$, g^n , $n=1$

ИТЕРАЦИИ сошлись

ИТЕРАЦИЯ 8

NN	R	V	M
1	0.145250 02	-7.148770 02	-0.566180 02
2	0.289710 02	-7.149740 02	0.102450 02
3	0.291990 02	-7.145730 02	-0.172560 02
4	0.295990 02	-7.142920 02	-0.103700 02
5	0.301120 02	-7.139420 02	-0.703780 03
6	0.307100 02	-7.135550 02	-0.393240 03
7	0.313520 02	-7.131540 02	0.397070 05
8	0.319940 02	-7.127660 02	0.196770 03
9	0.325920 02	-7.124190 02	0.768050 03
10	0.331240 02	-7.121350 02	0.101320 02
11	0.335070 02	-7.119340 02	0.197390 02
12	0.337240 02	-7.118310 02	-0.257470 02
13	0.167750 02	7.7	0.814850 02

Расчетная схема монолитной обделки

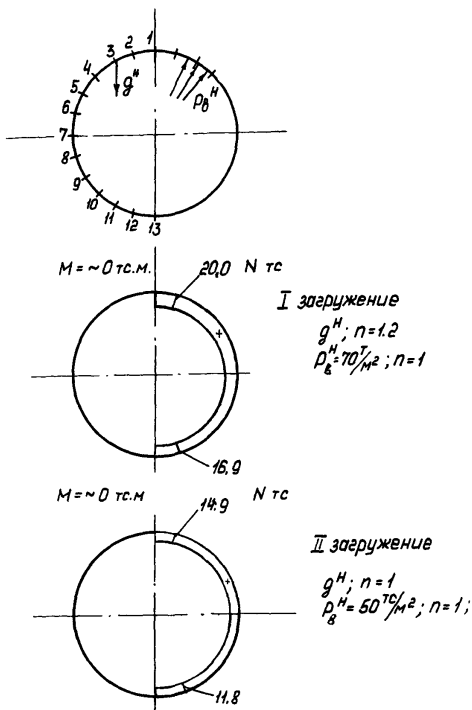


Рис. 10. Эпюры M и N монолитной обделки.

По графику рис.6 прил.3 при $\frac{E_a}{E_c} \mu = \frac{2 \cdot 10^6}{2,4 \cdot 10^5} 0,00615 =$
 $= 0,0545$

определяется $\psi_a = 0,4$.

При длительном действии нагрузки

$$\psi_{a_{yA}} = \frac{2\psi_a + 1}{3} = \frac{2 \cdot 0,4 + 1}{3} = 0,6$$

Тогда

$$a_T = \left(\frac{1100 - 200}{2,0 \cdot 10^5} 0,6 - 0,0001 \right) 28,5 = 0,00485 \text{ см} \approx 0,05 \text{ мм}$$

или по графику рис.76 при $\sigma_a = 1100 \text{ кгс/см}^2$ и $100 \mu =$
 $= 0,615$ определяется $\bar{a}_T = 3,4$.

Тогда $a_T = \bar{a}_T \cdot 10^{-3} \text{ м} = 3,4 \cdot 10^{-3} \cdot 14 = 0,048 \text{ мм} \sim 0,05 \text{ мм}$

Если предположить образование трещин только против швов
 в сборных элементах

$$l_T = 1,84 \text{ м} \quad a_T = \frac{0,05 \cdot 1,84}{0,285} = 0,32 \text{ мм} .$$

Наличие сжатия в сборной обделке может полностью погасить трещинообразование в швах, как показали испытания аналогичной обделки на стенде отдела подземных сооружений НИСа Гидропроекта, но большего раскрытия трещин, чем 0,30 мм ожидать не следует.

Утонение монолитной обделки приведет к уменьшению величины раскрытия трещин. Однако, даже при применении литого бетона уменьшение толщины обделки практически невыполнимо из-за возможной неточности сборки наружного кольца, которая фактически имеет место даже в строительных организациях с высоким уровнем технического оснащения.

Расчет фильтрации воды из туннеля

Расчет выполняется по прил.6 настоящих Рекомендаций:

$$Q_{\varphi} = \frac{1}{\frac{h_{ос}}{n_{\tau} k_{\tau}} + \frac{1}{k_{\varphi} \varphi}} \leq Q_{\varphi}^{гор} 2\pi z_{н} 10^{-7} \text{ л/с.см}$$

1. Определяется $\frac{h_{ос}}{n_{\tau} k_{\tau}}$

В сечении 7 /загружение II/:

$$a_{\tau} = 0,032 \text{ см} \quad \ell_{\tau} = 1,64 \text{ см} \quad z_{н} = 268,5 \text{ см}$$

$$\text{Тогда } n_{\tau} = \frac{2\pi z_{н}}{\ell_{\tau}} = 9 \text{ швов.}$$

Коэффициент водопроницаемости

$$k_{\tau} = 1000 \alpha_{\tau}^3 = 1000 \cdot 0,032^3 = 0,0327$$

$$\text{и } \frac{h_{ос}}{n_{\tau} k_{\tau}} = \frac{20}{9,0 \cdot 0,0327} = 68,0$$

2. Определяется $\frac{1}{k_{\varphi} \varphi}$

Коэффициент фильтрации породы $k_{\varphi} = 0,003 \text{ см/с}$

Радиус области фильтрации $R_{\varphi} = 400 \text{ м}$

$$\text{Тогда } \frac{R_{\varphi}}{z_{н}} = \frac{400}{2,635} = 152$$

По графику рис.1 прил.6 при $\frac{R_{\varphi}}{z_{н}} = 152$ находим модуль формы $\varphi = 1,25$.

$$\frac{1}{k_{\varphi} \varphi} = \frac{1}{0,003 \cdot 1,25} = 266$$

$$3. \text{ Определяется } \frac{h_{ос}}{n_{\tau} k_{\tau}} + \frac{1}{k_{\varphi} \varphi} = 68 + 266 = 334$$

4. Проверка допустимости фильтрации

$$Q_{\varphi} = \frac{1}{\frac{h_{ос}}{n_{\tau} k_{\tau}} + \frac{1}{k_{\varphi} \varphi}} = \frac{1}{334} = 0,003 \text{ л/с.см}$$

По графику рис.2 прил.6

$$Q_{\varphi}^{гop} 2\pi z_e \cdot 10^{-7} = 0,000106 \text{ л/с.см, т.е.}$$

$Q_{\varphi} > Q_{\varphi}^{гop} 2\pi z_e \cdot 10^{-7}$
 $0,003 \text{ л/с.см} > 0,000106$ - необходима проверка самоуплотнения трещин.

Для этого определяется

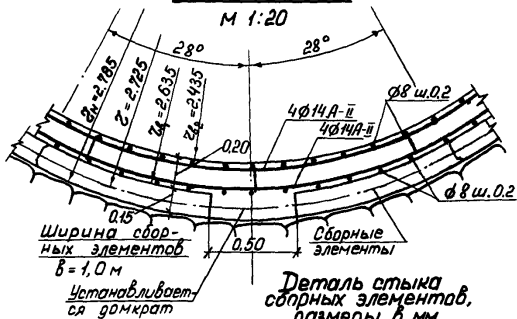
$$J_H = \frac{1000 (P_e - P_H)}{h_{об}} = \frac{1000 \cdot 5}{20} = 250$$

$$K'_T = \frac{Q_{\varphi}^{гop} 2\pi z_e \cdot 10^{-4}}{n_T J_H} = \frac{0,106}{9 \cdot 250} = 4,8 \cdot 10^{-5}$$

По графику рис.3 прил.6 определяется время кольматации трещин от $K_T = 0,03$ до $K'_T = 4,8 \cdot 10^{-5}$ при $a_T = 0,3$ мм равное $\sim 0,35$ года.

Деталь лотка

М 1:20



Деталь стыка сборных элементов, размеры в мм

М 1:5

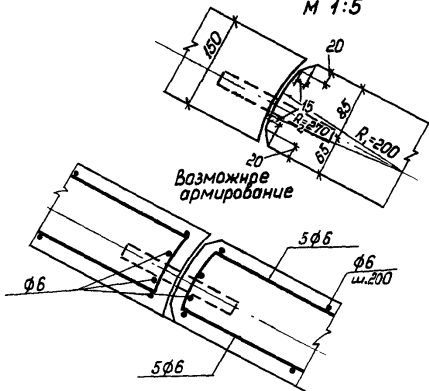


Рис.11. Конструкция сборно-монолитной обделки

результаты расчетов и данные
для изготовления конструкции

п.п.	K ₀ кгс/см ²	f _{кр}	Пролет в свету В ₀ м	h _{об} м	K тс/м ³	временная крепь	Горизонтальное давление на ствол		Эпюры M, N, Q от g; q; воды без напора	армировка А-III
							g ^н л	g ^н л		
1	50	1	6,0	0,3	K ₁₋₁₁ = = 16100 K ₁₂ = = 50000	предполагается выполнение секции	9,15	1,1		В точке 1. F _a = 4φ18 Q _т = 0,05 мм max
							1,5	1,2		
2	100	2	6,0	0,3	K ₁₋₁₁ = = 30100 K ₁₂ = = 100000	арочная I 242 через 0,6 м.	5,7 1,5	1,2		отделка бетонная трещиностойкая
3	200	4	6,0	0,3	K ₁₋₁₁ = = 50000 K ₁₂ = = 200000	анкерная крепь d _a = 20 l _a = 2,0 м Q = 1,3 м δ = 6 см арм. цр.	235 1	—		отделка бетонная трещиностойкая

Продолжение прил. 8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	50	1	8,0	0,4	$K_{1-12} =$ $K_{14-18} = 11400$	ароч- ная I 30 через 1,0 м	$\frac{14,5}{1,5}$ $\frac{3,82}{1,2}$			8 точек I 30 + Fa = 4φ16 12. 4φ25 A-III 18. 4φ22 A-III
					$K_{1-7} =$ 6810 $K_B =$ 125000	ароч- ная крепь	$\frac{3,2}{1}$			I 30 ш 10м
					$K_{1-7} =$ 17100 $K_B =$ 233000	свог	$\frac{7,75}{1,5}$			
5	50	1	14,0	0,7	$K_{1-4} =$ 6500 $K_{15} =$ 50000	-	$\frac{21,3}{1,5}$ $\frac{2,52}{1,2}$			8 точек 1 Fa = Fa' = 5φ28 5 Fa = 5φ16 9. Fa < 0
5a	50	1	14,0	0,7	$K_{1-14} =$ $K_{16-22} =$ 6500 $K_{15} = 650$	-	$\frac{21,3}{1,5}$ $\frac{2,52}{1,2}$			8 точек 1. Fa = Fa' = 5φ36 14 Fa = Fa' = 5φ28 16. Fa = 5φ28 18 Fa = 5φ40 $\Sigma F_x = 28 \text{ см}^2$

Продолжение прил. 8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
58	50	1	14,0	0,7	12-ру зельб	бетонная крепь	$\frac{21,3}{1,5}$	—		в точках 1. $F_a = 5 \phi 20$ 5. $F_a < 0$ 9-17 $F_a < 0$
				0,5		бетон- ная крепь	$\frac{4,7}{1}$	—		$F_a < 0$ бетон мар. Кл 35
				1,2		свог	$\frac{4,7}{1,5}$	—		
6	100	2	14,0	0,7	$K_{1-14} = 13000$ $K_{15} = 100000$		$\frac{13,3}{1,5}$	—		1. $F_a = 4 \phi 20$ 9. $F_a \sim 0$ $4 \phi 12 = 4,5$
7	200	4	14,0	0,7	$K_{1-14} = 26000$ $K_{15} = 200000$	анкерная крепь $d_a = 24$ $\lambda_a = 3,95$ $\alpha = 1,4 \text{ м}$ $\delta = 10 \text{ см}$ армир.	$\frac{4,3}{1,1}$	—		$F_a \sim 0$ армирования по расчету не требуется сечение тре- щиностойкое

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
11	50	1	14,0	0,7	$K_{1-13} = 6500$	Предполагается выполнение секциями	$\frac{21,3}{1,5}$	$\frac{2,52}{1,2}$		<p>т. т. 142 $F_a = 8 \phi 45 = 127,24$ т. 3 и далее $F_a = 8 \phi 40 = 100,5$</p>	0,140	$Q_{\phi} = 0,003$ $Q_{\phi}^g = 0,03$ $Q_{\phi} < Q_{\phi}^g$
12	100	2	14,0	0,7	$K_{1-13} = 13000$	Предполагается выполнение секциями	$\frac{13,3}{1,5}$	$\frac{1,53}{1,2}$		$F_a = 8 \phi 32 = 64,3$	0,08	$Q_{\phi} = 0,8 \cdot 10^{-6}$ $Q_{\phi}^g = 0,03$ $Q_{\phi} < Q_{\phi}^g$
13	200	4	14,0	0,7	$K_{1-13} = 26000$	Днкерн. $a_a = 20$ мм $a = 38$ мм $a = 1,1$ м $\delta = 7$ см армир. воспр. в рем. крепью	$\frac{3,9}{1,1}$ 1,1 часть нагр.	—		<p>$F_a = 8 \phi 25$ 0,5 % толщину обделки и ее армирован. можно уменьшить</p>	0,075	—
14	200	4	10,0	0,5	36400	Днкерн. крепь ж. б. ан. керами	—	—		<p>$1,10 \phi 20 = 31,48 \text{ см}^2$</p>	0,27	—
15	100	2	4,87	$0,15 + 0,2$	36000	в внутр. монолит. обделка $\delta = 0,2$ м Наруж. обделка из сборных блоков $\delta = 0,15$	$\frac{3,4}{1,5}$	$\frac{0,53}{1,2}$		<p>1. Сборные блоки - армированные конструктив 2. Внутрен. обделка $8 \phi 14 = 12,3 \text{ см}^2$</p>	0,32	$0,003 > 0,000105$ Н.с. см Калькуляция $\sim 0,35 \text{ го.}$ δa

Основные буквенные обозначения

Внешние нагрузки, усилия от внешних нагрузок и коэффициенты запаса.

- g^H - нормативная величина собственного веса обделки,
 γ_n - объемный вес породы,
 $\gamma_{об}$ - "- "- обделки,
 q^H и q - нормативная и расчетная величины вертикального горизонтального давления,
 e^H и e - нормативная и расчетная величины горизонтального горизонтального давления,
 p_e и p_n - давление воды соответственно внутренней и наружной,
 M - изгибающий момент,
 N - продольная сила,
 Q - поперечная сила,
 k_n - коэффициент надежности,
 m - коэффициент условий работы,
 n_c - коэффициент сочетания нагрузок,
 n - коэффициент перегрузки.

Геометрические характеристики сечения туннеля

- r_e , r и r_n - соответственно внутренний, осевой и наружный радиусы сечения круговой обделки туннеля;
 B - внутренняя максимальная ширина поперечного сечения туннеля;
 B_o - внутренняя максимальная ширина выработки;
 H - внутренняя максимальная высота поперечного сечения туннеля;
 H_o - максимальная высота выработки;
 $h_{об}$ - толщина обделки;
 F_a и F'_a - площадь сечения растянутой и сжатой арматуры.

Расчетные характеристики породы и обделки

E_n - модуль деформации породы;

$E_{об}$ - модуль упругости обделки;

E_a - "- -" - арматуры;

E_b - "- -" - бетона;

R_{np}^H, R_{np} - нормативное и расчетное сопротивления бетона осевому сжатию;

R_p^H, R_p - нормативное и расчетное сопротивления бетона осевому растяжению;

R_a - расчетное сопротивление арматуры;

$f_{кр}$ - коэффициент крепости породы;

φ^k - кажущийся угол внутреннего трения породы;

σ_a - напряжения в растянутой арматуре;

α_T - величина раскрытия трещин в обделке;

M - коэффициент армирования сечения, $M = \frac{F_a}{bh}$;

α и α' - величина защитного слоя бетона до центра тяжести арматуры;

K_0 - коэффициент удельного отпора породы;

K - коэффициент отпора породы;

Содержание

Предисловие	
1. Основные положения	
2. Рекомендации по назначению поперечного сечения туннеля	
3. Нагрузки, воздействия и их сочетания	18
4. Расчетные схемы	
5. Учет отпора породы	32
6. Учет жесткости сечения обделки	37
7. Задание на расчет по программе ТК 1А	40
8. Оценка результатов расчета	42
Приложения	
1. Программа ТК 1А	44
2. Классификация горных пород и их характеристика ...	62
3. Данные, необходимые для расчета сечений. Расчет бетонных и железобетонных сечений	66
4. Методика расчета бетонных обделок безнапорных туннелей с пластическими шарнирами	80
5. Графики расчета временной крепи	90
6. Расчет фильтрации из напорного туннеля	96
7. Примеры расчета обделок	101
8. Результаты расчетов обделок туннелей	104
9. Основные буквенные обозначения	106

Л-71798. Подписано в печать 30/VIII-1982 г. Зак. 726. Тир. 100.
Типография института «Гидропроект».