

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ

Всесоюзный ордена Ленина
проектно-изыскательский и
научно-исследовательский
институт «Гидропроект»
им. С. Я. Жука

Всесоюзный ордена Трудового
Красного Знамени
научно-исследовательский
институт гидротехники
им. Б. Е. Веденеева

ПОСОБИЕ
по проектированию
сталежелезобетонных конструкций
гидротехнических сооружений

П—780—83
Гидропроект

МОСКВА — 1984

Министерство энергетики и электрификации СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ

Всесоюзный ордена Ленина
проектно-исследовательский и
научно-исследовательский
институт "Гидропроект"
им. С.Я.Кука

УТВЕРЖДАЮ

Главный инженер института
Т.П.Доценко Т.П.Доценко
июня 1983 г.

Всесоюзный ордена Трудового
Красного Знамени научно-исследо-
вательский институт гидротехники
им. Б.Е.Зеденеева

УТВЕРЖДАЮ

Зам. директора института по науч-
ной работе, АИИ
И.Б.Сколов И.Б.Сколов
июня 1983 г.

ПОСОБИЕ

по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехни-
ческих сооружений

П - 780 - 83

Гидропроект

Зам. гл. инженера - нач.
технического отдела

В.Д.Новокенин В.Д.Новокенин

Руководитель нормативной
группы

А.Г.Осколков А.Г.Осколков

Ответственный испол-
нитель ктн.

А.Н.Мордовина А.Н.Мордовина

Зав. сектора нормативных доку-
ментов ктн

А.П.Пак А.П.Пак

Зав. комплексной лабораторией
бетонных и жел. бет. сооружений

А.В.Каравасов А.В.Каравасов

Ответственные исполнители
зам. зав. комплексной лабораторией
бет. и жел. бет. сооружений

А.М.Архипов А.М.Архипов

Зав. группой

В.Н.Губарь В.Н.Губарь

Москва

1984 г.

А Б Н О Т А Ц И Я

Настоящее Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений содержит основные положения проектирования таких конструкций, особенности расчёта и конструирования, снабжено примерами расчёта и конструирования.

Пособие предназначено для инженерно-технических работников, занятых проектированием гидротехнических сооружений. Оно выпущено взамен И-632-73 "Руководства по проектированию сталежелезобетонных трубопроводов и их фасонных частей".
Гидропроект

ПРЕДИСЛОВИЕ

В последнее время в промышленно-гражданском и гидротехническом строительстве все шире применяются сталежелезобетонные конструкции, представляющие собой объединенную в одном элементе и совместно работающую железобетонную конструкцию и внешнее армирование из листовой стали (облицовку).

В гидротехническом строительстве они оказались необходимы потому, что позволяют создавать конструкции турбинных водозводов и спиральных камер для агрегатов большой единичной мощности, когда производство внутреннего давления (P) на диаметр (D) $PD \geq 1200$ тс/м. В этом случае трудно обеспечить создание надежной стальной конструкции, так как потребная по расчетам толщина оказывается больше 40 мм, а сварка листов толщиной более 40 мм на строительстве недостаточно освоена.

В настоящее время сооружены и работают сталежелезобетонные спиральные камеры на Куревской ГЭС ($PD = 1600$ тс/м), Ингушской ГЭС ($PD = 1650$ тс/м, Саяно-Шушенской ГЭС ($PD = 1700$ тс/м), развилка турбинных водозводов на Чарвакской ГЭС, трубопроводы Саяно-Шушенской ГЭС. Проектируются и возводятся сталежелезобетонные спиральные камеры Рогуновской ($PD = 2280$ тс/м) и Байпазинской ($PD = 800$ тс/м) ГЭС, запроектированы и строятся водозводы Загорской ГАЭС ($PD = 1250$ тс/м).

Ранее также сооружались подобные конструкции, например, успешно работают турбинные водозводы Красноярской ГЭС, однако расход металла там примерно вдвое превышает необходимый.

Другой тип конструкции, который целесообразно проектировать из сталежелезобетона - это конструкции, имеющие стальную облицовку, поставленную по соображениям предотвращения фильтрации или по другим условиям. В этом случае целесообразно включать путем анкеровки облицовку в статическую работу конструкции. Подобный опыт широко практикуется в промышленных сооружениях, в гидротехнических - осуществлен на строительном туннеле Токтогульской ГЭС.

С точки зрения экономичности следует ожидать от применения сталежелезобетонных конструкций всегда положительного результата.

В случае осуществления конструкций с высоким R_D помимо эффекта от применения агрегатов большой единичной мощности, часть дорогостоящего листового прокатного металла заменяется более дешевой высокопрочной арматурой ($R_a = 3750 \text{ кгс/см}^2$).

Принимая во внимание дефицитность и высокую стоимость листового проката, оказывается экономически выгодным переход на сталежелезобетонную конструкцию даже и тогда, когда она из условий прочности может быть выполнена в металле.

Кроме экономии нужно учитывать большую надёжность сталежелезобетонной конструкции (исключается хрупкое разрушение).

В том случае, когда вводится в работу на прочность облицовка, поставленная по соображениям фильтрации, получается экономия арматуры, улучшаются условия производства работ и, соответственно, улучшается качество, что является также положительным фактором.

Основные требования по расчёту сталежелезобетонных конструкций приведены в главе СНиП II-56-77 "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы проектирования". Настоящее Пособие выпущено в развитие указанной главы СНиПа.

Текст из нормативных документов выделен чертой слева. Там же указывается из какого документа он взят, в скобках приводится соответствующий пункт первоисточника.

Настоящее Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений составлено на основании результатов экспериментальных и теоретических исследований, проведенных институтами "Гидропроект" им. С.Я. Жука, ЕНИИГом им. Б.Б. Бедснева, НИСом Гидропроекта, НИИЖБом, ПОАТ ХТЗ им. С.М. Кирова, ЛМС им. XXII съезда КПСС, натуральных наблюдений на эксплуатируемых ГЭС, а также на основании опыта проектирования института "Гидропроект". Учтён опыт практического использования "Руководства по проектированию сталежелезобетонных трубопроводов и их фасонных частей" II-632-73 .

Гидропроект

В пособии включены сталежелезобетонные конструкции спиральных камер, напорных водоводов и туннельных облицовок, разработанные институтом "Гидропроект"; конструкции сталежелезобетонных затворов разработаны ВНИИГом им. Реденсева.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее пособие распространяется на проектирование сталежелезобетонных гидротехнических конструкций без предварительного напряжения.

1.2. Сталежелезобетонная конструкция состоит из двух совместно работающих элементов: стальной оболочки и железобетонной конструкции. Стальная оболочка выполняет противофильтрационные функции и воспринимает часть усилий:

Остальная часть усилий воспринимается железобетонной конструкцией.

1.3. Применение сталежелезобетона обеспечивает полную надежность и исключает катастрофический аварийный характер разрушения, имеющий место в стальных конструкциях, за счёт:

- уменьшения концентрации напряжений от местного изгиба и других причин за счёт совместной работы стальной оболочки с железобетоном, который служит упругим основанием;
- применения для стальной оболочки мягких пластичных, хорошо освоенных сталей оптимальной толщины;
- малой вероятности совпадения возможных ослаблений в элементах конструкций, например, сварных швов облицовки и арматурных стыков.

1.4. Сталежелезобетонные конструкции гидротехнических сооружений применяются при необходимости обеспечения их повышенной надежности, а также в тех случаях, когда они оказываются предпочтительными по экономическим соображениям.

Спиральные камеры с параметром РД (произведение давления на диаметр входного сечения), большим 1200 тс/м, и турбинные водоводы с РД, большим 1700 тс/м рекомендуется проектировать только в сталежелезобетонном исполнении.

1.5. При применении турбинных водоводов сталежелезобетонной конструкции на деривационных и приплотинных ГЭС и ГАЭС не требуется возведения защитных сооружений от аварийного потока воды (п.7.8 СНиП II-50-74).

1.6. В водоводах прямоугольного сечения, камерах затворов и других конструкциях подобной формы стальная облицовка, принятая по соображениям фильтрации или по другим условиям, должна

быть включена в статическую работу конструкции путем ее анкерования и учитываться в работе на прочность в качестве внешней листовой арматуры.

2. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ, ИХ СПЕЦИФИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ.

2.1. Сталежелезобетонные конструкции можно подразделить
а/ по назначению: водоводы и их развилки, уравнительные резервуары, спиральные камеры, туннельные водосбросы, камеры затворов, затворы;

б/ по расположению: открытые, засыпные, забетонированные в подземных выработках.

в/ по производству работ: монолитные, сборные и сборно-монолитные.

2.2. Сталежелезобетонные напорные и безнапорные трубопроводы, забетонированные в подземных выработках, следует проектировать в соответствии с СН 238-73 "Указаниями по проектированию гидротехнических туннелей", Руководством по проектированию гидротехнических туннелей (Стройиздат, 1982 г.). Конструкции водоводов, всевозможные в насыпях, должны проектироваться в соответствии с главой СНиП-Д.7-62 "Мосты и трубы".

2.3. Напорные трубопроводы следует проектировать, как правило, кругового поперечного сечения. (рис. I.). Конические участки проектируются аналогично цилиндрическим. Колена турбинных водоводов, образованные из цилиндрических звеньев, проектируются и рассчитываются, как части торообразной оболочки.

2.4. Конструкция развилки напорных трубопроводов кругового очертания может быть решена по двум схемам.

I. Развилка может быть запроектирована, как раздвоенные сталежелезобетонные оболочки, замкнутые на стальную диафрагму/рис.2а/.

Такая конструкция возможна

при условии обеспечения надлежащего качества металла и сварки.

Следует иметь в виду, что конструкция является металлической, так как ключевой элемент стальной и, как практика показывает (промежуточный водозабор Нурекской ГЭС), имеет аварийный характер разрушения, а в технологическом отношении очень сложна.

2. Во втором варианте стальная оболочка разветвления напорного трубопровода располагается в объеме из железобетона с

кольцевой арматурой /рис.26/. Обойма по длине делится на участки разного диаметра в соответствии с размерами конструкции с целью экономии материалов. Внутренняя стальная оболочка полностью учитывается в расчете на прочность вместе с кольцевой арматурой.

Такая конструкция может быть осуществлена при практически любом РД и разрушение ее не носит аварийного характера.

2.5. Сталежелезобетонная конструкция спиральной камеры состоит из стальной облицовки толщиной не более 36 мм и каркаса арматуры, расположенного в непосредственной близости от нее. Кольцевая меридиональная арматура замыкается на ребра жесткости колец статора или на стальные облицовки шахты турбины и конуса отсасывающей трубы, сопряженные со статором турбины. Равнодействующая усилий, возникающих в стальной облицовке и кольцевой меридиональной арматуре, не должна вызывать в колоннах статора изгиба.

2.6. Бысокнапорные сталежелезобетонные спиральные камеры могут иметь две разновидности:

а/ когда несущая конструкция спирали не отделяется от бетона блока спиральной камеры /рис.3а/,

б/ когда несущая конструкция спирали отделяется в верхней части от бетона блока деформируемой прокладкой /рис.3б/.

В первом случае конструкция является более жесткой, что вызывает раннее трещинообразование во всем блоке. Такую конструкцию имеют все запроектированные и построенные сталежелезобетонные спиральные камеры по решению технич.советов института.

Во втором случае обеспечивается более позднее появление трещин в блоке, но должна быть гарантирована эффективная работа прокладки и хорошее качество проработки бетона тонкой железобетонной оболочки, что вызывает сомнения.

2.7. Стальные облицовки водосбросов, камер затворов, затворов и других аналогичных конструкций, принятые по условиям включения фильтрации, стойкости к истиранию и кавитации, или по другим соображениям, должны в обязательном порядке использоваться в статической работе сталежелезобетонной конструкции, для чего их необходимо анкеровать с помощью стержней арматурной стали. Анкеры должны привериваться дуговой сваркой к ребрам

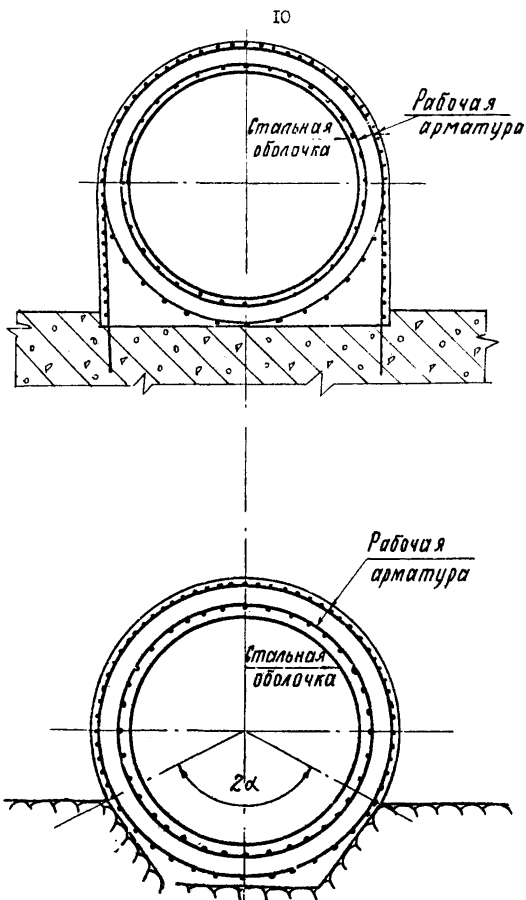
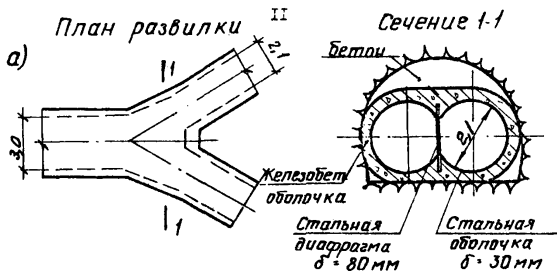
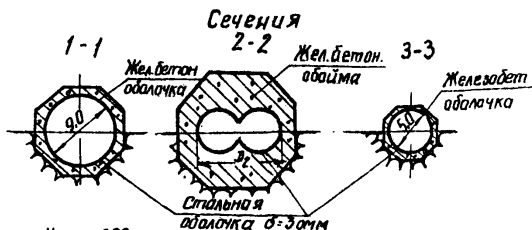
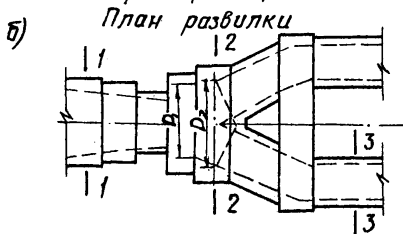


Рис. I. Напорные водоводы кругового поперечного сечения.



Напор 760 м

Конструкция развилки применительно к параметрам Заремагской ГЭС



Напор 220 м

Конструкция развилки применительно к параметрам Чарвакской ГЭС

Рис. 2. Конструкция развилки.

облицовки. Возможна приварка анкеров непосредственно к облицовке с помощью специального оборудования ТЗ-1 и на станке АДС-200 по рекомендациям НИИЖБ, что позволяет избежать больших деформаций при сварке.

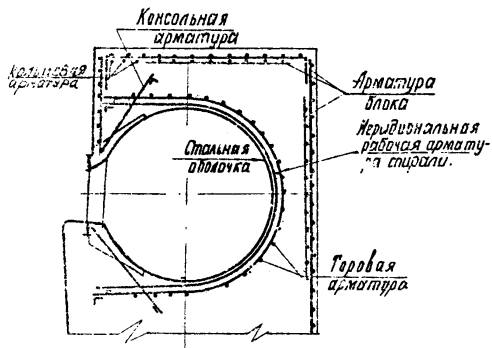
В подземных конструкциях использование облицовки исключает постановку арматуры со стороны облицовки (рис.4), так как облицовка её заменяет. При расположении конструкций в прочных породах при наличии подземных вод следует рассматривать вариант с анкеровкой облицовки к породе (рис.5).

В затворах арматура, недостающая до расчётного количества с учётом облицовки, должна располагаться в непосредственной близости от облицовки.

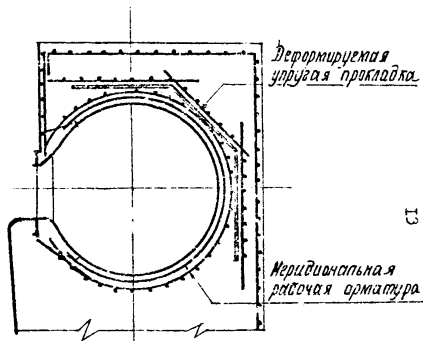
2.9. Сталежелезобетонные затворы могут быть как поверхностными, так и глубинными. В настоящем документе даются указания по проектированию наиболее распространённых плоских затворов.

На практике возможно использование сталежелезобетонных секторных, сегментных, откатных бетопортов и других типов затворов. Область применения сталежелезобетонных затворов и площадь перекрываемых ими отверстий аналогичны металлическим затворам.

Конструкции спиральных камер



а. без прокладки



б. с деформируемой прокладкой

Рис. 3. Конструкция спиральных камер.

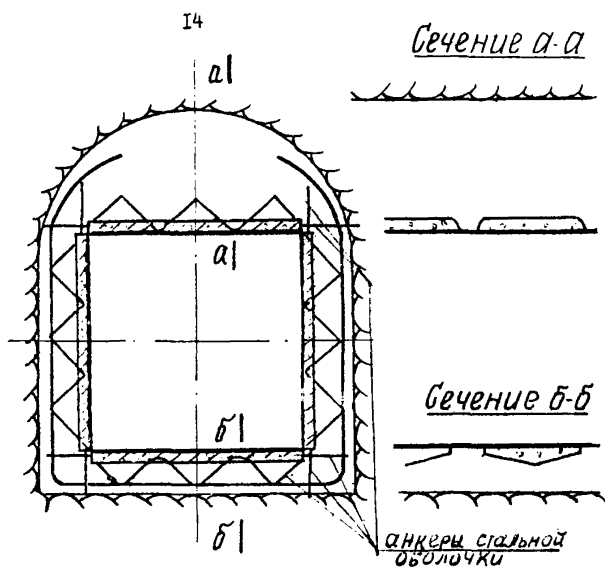


Рис. 4. Конструкция обделки, включающая стальную облицовку.

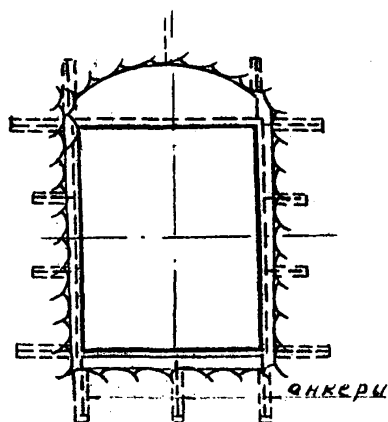


Рис. 5. Конструкция прианкеренной к породе стальной облицовки.

3. НАГРУЗКИ, ВОЗДЕЙСТВИЯ, ИХ СОЧЕТАНИЯ

3.1. Нагрузки и воздействия на сталежелезобетонные конструкции принимаются в соответствии с главами СНиП П-50-74 "Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования", СНиП II-57-82 "Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения/волновые, ледовые и от судов/", СНиП II-6-74 "Нагрузки и воздействия".

3.2. Нагрузками основного сочетания для сталежелезобетонных конструкций являются: внутреннее гидростатическое давление с учётом повышения давления при гидравлическом ударе в нормальных условиях эксплуатации, вес, давление подземных вод, горное давление, давление засыпки грунтом, давление с учетом пульсации потока, волновое давление и давление навала льда.

3.3. К особым нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические воздействия, внутреннее гидростатическое давление при форсированном подпорном уровне или при действии гидравлического удара при полном сбросе нагрузки, усилия, возникающие вследствие изменения температуры, набухания и усадки бетона, ползучести породы, осадки опор.

Особое сочетание нагрузок включает нагрузки основного сочетания и одну из особых нагрузок.

3.4. К нагрузкам строительного периода относятся: давление от свежеложенного бетона, давление раствора при выполнении цементации, давление механизмов при производстве работ, монтажные нагрузки и др.

Необходимо предусматривать соответствующие мероприятия для исключения дополнительного армирования на нагрузки строительного периода.

Цементация шва между стальной и железобетонной оболочками должна быть специально обоснована и при удовлетворительном качестве работ не нужна. Если цементация необходима, то давление ее должно назначаться таким, чтобы не требовалось увеличения расхода металла.

Высота блоков бетонирования назначается такой, чтобы не требовалось усиления конструкции, принятой по условиям эксплуатации. При необходимости могут быть предусмотрены инвентарные

раскрепления.

3.5. Нагрузки при расчёте прочности должны приниматься в наиболее неблагоприятных, но в возможных сочетаниях, отдельно для эксплуатационного и строительного случаев.

3.6. При угле наклона оси трубопровода к горизонту более 70° или при величине отношения диаметра $/D/$ к радиусу $/R/$ $\frac{D}{R} \leq 0,1$ допускается не учитывать изменение давления по сечению и вести расчёт по гидростатическому напору в центре тяжести сечения.

3.7. При расчёте трубопровода на действие внутреннего давления вес конструкции при наклоне трубопровода к горизонту более 70° , а также на предварительных стадиях проектирования допускается не учитывать.

3.8. Для толстостенных конструкций трубопроводов следует проводить расчёт на частичное заполнение трубопроводов.

3.9. Горное давление рассчитывается в соответствии с СН 230-73, давление от засыпки - со СНиП П-Д.7-62^к

3.10. /СНиП П-56-77, п.5.3/. Климатические изменения температуры и влажность наружного воздуха должны приниматься по данным метеорологических наблюдений в районе строительства. При отсутствии таких наблюдений данные о температуре и влажности наружного воздуха следует принимать по главе СНиП П-А,6-72 "Строительная климатология и геофизика" и официальным документам, опубликованным ГУГМС.

Температура воды в водоемах и подземных трактах должна определяться на основе специальных расчётов и по аналогам.

3.11. Нагрузка от свежесуложенного бетона принимается в соответствии со СНиП Ш-15-76 "Бетонные и железобетонные конструкции монолитные".

3.12. Сейсмические нагрузки принимаются по СНиП П-7-81 "Строительство в сейсмических районах" или по "Руководству по учёту сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений" /ЕНИИП, 1977 г./.

3.13. Коэффициенты перегрузки приведены в таблице I.

Таблица I

№№ : пп	Вид нагрузки	: Коэффициент перегрузки,
1.	Вес конструкции для всех конструкций, кроме обделок туннелей для обделок туннелей	1,05(0,95) 1,2
2.	Внутреннее гидростатическое давление воды с учётом гидравлического удара	1
3.	Гидростатическое давление подземных вод	1,1 /0,9/
4.	Давление пульсации потока	1,2
5.	Горное давление: вертикальное/см.п.7,8 СН 238-73/ горизонтальное	1,1 - 1,5 1,2 (0,8)
6.	Давление раствора при цементации	1,2
7.	Давление от механизмов	1,2

4. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1. Расчет сталежелезобетонных гидротехнических конструкций следует производить по методу предельных состояний в соответствии с требованиями общесоюзных норм и правил на проектирование строительных конструкций СНиП П-50-74 и СНиП П-56-77.

4.2. /СНиП П-50-74, 3.2/ Оценку наступления предельных состояний первой группы /устойчивости и прочности/ гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований надлежит производить исходя из условия:

$$K_H n_c N_p \leq m R \quad / 1 /$$

- где n_c - коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый для основного сочетания нагрузок I, для особого сочетания нагрузок 0,9,
для сочетания нагрузок в период строительства 0,95
- N_p - расчётное значение обобщенного силового воздействия, определяемое с учётом коэффициентов перегрузки, приведенных в п.3.13,
- R - расчётное значение обобщенной несущей способности сооружения или его конструкций и оснований, определяемое с учётом коэффициента безопасности по материалам и грунтам K ,
- m - коэффициент условий работы, учитывающий вид предельного состояния, приближенность расчётных схем, тип сооружения, конструкции или основания, вид материала или другие факторы,
- K_H - коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности, капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний, принимаемый для сооружений:

I класса	-	1,25
II класса	-	1,20

III класса	-	I,15
IV класса	-	I,1

Величина коэффициентов k_n и m устанавливается соответствующими нормативными документами на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

Для сталежелезобетонных конструкций согласно п.2.18 СНиП II-56-77 с учетом изменений, утвержденных решением Госстроя СССР № 283 от 31 декабря 1981 г.

для I и II классов $m_a = 1,15 \cdot 0,8 = 0,92$

для III и IV классов $m_a = 1,10 \cdot 0,8 = 0,88$

Для листовой арматуры в зависимости от анкеровки допустимо вводить понижающий коэффициент, но не менее 0,5.

4.3. По второй группе предельных состояний при необходимости в отдельных случаях выполняется расчет раскрытия трещин. Расчет ведется на основное сочетание нормативных нагрузок (без коэфф.перегрузки).

Предельные значения величины раскрытия трещин приведены в таблице 2 /п.7.2/.

5. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ КОНСТРУКЦИИ

5.1. Сталежелезобетонные конструкции при выборе расчетных схем не имеют отличия от конструкции из других материалов: металла и железобетона.

5.2. Конструкции трубопроводов, имеющие сплошное опирание в направлении образующей, допускается рассчитывать отдельно в кольцевом и в продольном направлении.

5.3. Напорные трубопроводы, лежащие на упругом основании, в кольцевом направлении рассчитываются:

- а/ открытые - по схеме, приведенной на рис.6.
- б/ засыпанные - по схеме, приведенной на рис.7

Сектор опирания трубопроводов рекомендуется принимать не менее 90° , во избежание появления значительных пиков изгибающих моментов у края опирания.

5.4. Расчёт трубопроводов открытых и засыпанных должен быть выполнен на две схемы загрузки:

- а/ эксплуатационный случай /загрузка внутренним давлением, весом трубопровода, давлением засыпки / $n_c = 1$,
- б/ ремонтный случай, когда трубопровод опорожнен /загрузка весом трубопровода, давлением засыпки и наружным давлением воды, если таковое может быть/
 $n_c = 0,95$.

Нужно иметь в виду, что при расчёте на сочетание нагрузок, включающее внутреннее давление (из-за наличия сквозных трещин в бетоне) следует включать в расчёт жёсткость арматурного сечения.

$F = \frac{F_a}{\gamma_a} + F_o$; $Y = Y_a + Y_o$; относительно центральной оси стального сечения $I = I_a + I_o$. $Y_a + Y_o$ - моменты инерции сечения арматуры и облицовки.

Это обычно исключает или сводит до минимума изгибающие моменты.

При расчёте опорожненного трубопровода следует учитывать жёсткость бетонного сечения при модуле упругости, равном $0,7 E_c$

Коэффициент постели основания определяется по формуле:

$$K = \frac{E_a}{(1 - \nu_a^2)} n_c \quad / 2 /$$

где E_0 - модуль деформаций основания сооружений с введением поправочных коэффициентов, учитывающих несоответствие между напряженным состоянием грунта в компрессионном приборе и в основании сооружения. Определяется в соответствии с прил.7 СНиП II-16-76 "Основания гидротехнических сооружений";

ν - коэффициент Пуассона грунта;

H_2 - толщина сжимаемого слоя, принимаемая согласно п.6.7 СНиП II-16-76 равной 0,3В для песчаных грунтов и 0,7В - для глинистых грунтов;

B - ширина основания.

Расчёты по схемам, представленным на рис.6 и 7, могут быть выполнены с помощью любых программ для стержневых систем. Может быть применена и специализированная программа ТК-1А. При этом для свободной части сечения трубопровода K принимается на два порядка меньше, чем для основания.

Расчет по схемам 6 и 7 может быть произведен с учетом касательных напряжений трубы водовода с опорной конструкцией на ЭВМ по программам "СМ-4", "Лира", КРАК и др.

Температурный перепад в сечении может быть учтен по приложению 2.

5.5. Обделки напорных туннелей рассчитываются по схеме, приведенной на рис.8 с учетом отпора породы по контуру согласно СН 238-73, см. также "Руководство по проектированию гидротехнических туннелей", Гидропроект им. С.Я. Жука, М, 1982 и "Рекомендации по автоматизированным расчетам туннельных обделок / по программе ТК 1А/" II-763-82
Гидропроект

В этих расчетах закон независимости действия сил не имеет места. Температурные воздействия в туннелях при расчетной разности температур менее 30°C не учитываются. При расчете на температурные воздействия трещиностойких обделок необходимо учитывать набухание и ползучесть бетона.

В расчете нужно принимать коэффициент отпора породы по

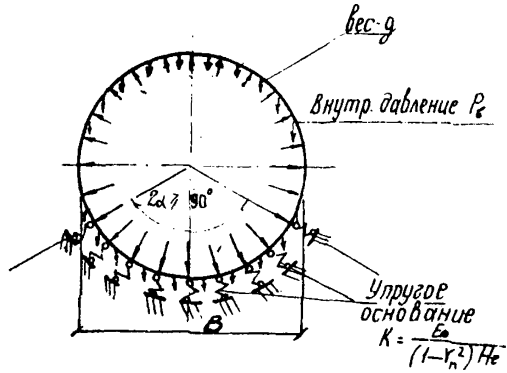


Рис.6 Расчетная схема открытого напорного трубопровода.

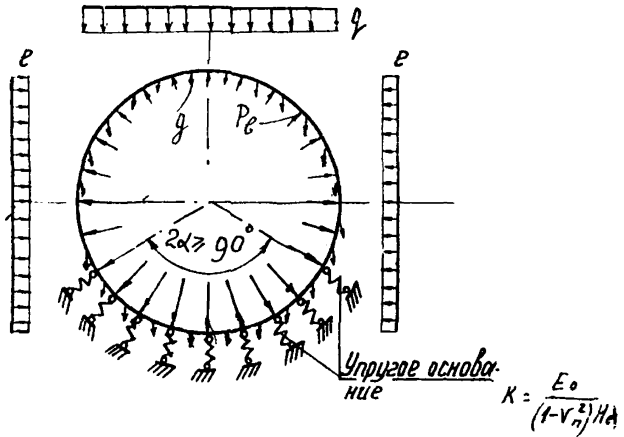


Рис.7. Расчетная схема засыпанного трубопровода.

формуле:
$$K = \frac{E_n}{(1 + \nu_n^2) 0,5B}$$

/ 3 /

где E_n - модуль деформации породы,
 B - ширина выработки,
 ν_n - коэффициент Пуассона породы.

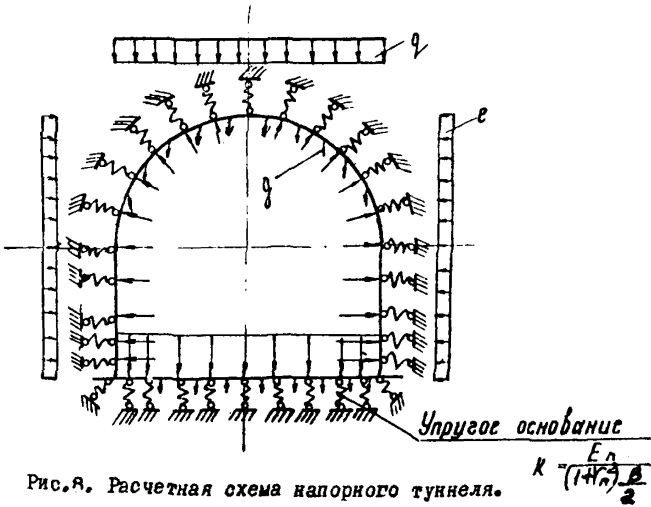
Жесткость обделки принимается в соответствии с п.5.4.
 Расчёты могут быть выполнены с помощью программы ТК-1А.

5.6. Фасонные части трубопроводов, в том числе и развилки, рассчитываются в кольцевом направлении так же, как и трубопроводы. При расчёте развилки диаметр принимается равным наибольшему пролету трубопровода в свету в пределах каждого диска /рис.2/.

5.7. В направлении образующей неразрезанные трубопроводы рассчитываются, как балки кольцевого сечения, лежащие на упругом основании и различным образом примыкающие к сооружениям и конструкциям. Упругое основание по длине балки характеризуется коэффициентом постели и может иметь различные характеристики по длине. В общем случае расчётная схема приведена на рис.9.

Значение коэффициентов постели принимается для открытых и засыпанных трубопроводов по формуле /2/, для туннелей - по формуле /3/. Как правило, принимаются конструктивные меры, сводящие к минимуму усилия в направлении образующей. Расчёт может быть выполнен в случае длинной балки с помощью таблиц, для коротких балок и при более сложных случаях с помощью программы Б-1-10.

5.8. В случаях примыкания напорных трубопроводов к массивным конструкциям без устройства шва необходим учёт усилий от упругой заделки конца трубопровода. Усилия возникают от препятствия со стороны закрепления деформациям смещения и поворота под действием внутреннего давления, а также температурного смещения вдоль оси трубопровода. Решение краевой задачи может быть выполнено по приближенной методике Пастернака П.Л. /см. пример 5/. Этии расчётом определяется армирование в направлении образующей в местах примыкания трубопровода к массивам, например к развилкам.



5.9. Можно рекомендовать при наличии условий использование сталежелезобетонной конструкции опорного трубопровода при переходе через ущелья без устройства несущего трубопровод моста. Такая конструкция имеет весьма большую жесткость и удобна при строительстве, так как стальная оболочка будет являться несущей в строительный период.

Стальная оболочка рассчитывается на нагрузки строительного периода/вес стальной оболочки, вес арматурного каркаса, опалубки, нагрузка бетонной смесью, механизмами и пр./.

Сталежелезобетонная конструкция рассчитывается на нагрузки эксплуатационного периода /вес трубопровода, внутреннее давление, вес засыпки и др./.

Должна быть произведена также проверка на нагрузки с учётом особых воздействий /рис.10/.

Расчёт такой конструкции может быть выполнен с помощью программы РАСК-М.

5.10. Сталежелезобетонные конструкции водосбросов являются, обычно, конструкциями разного типа. Силы рассчитываются в общей расчётной схеме блока ГЭС. Водосбросы могут располагаться также в пределах бетонной плотины или в породе.

В бетонном массиве на облицовку передаются нормальные силы от внутреннего давления воды в водосбросе. Расчёт может быть выполнен с помощью программы ТК 1А.

Обязательно производится проверка стальной оболочки на нагрузку наружным давлением воды, если таковое может быть при опорожненном водосбросе.

При расположении в породе расчёт водосброса ведется также, как и напорных туннелей /см.п.5.5/. В сохранных крепких породах /при коэффициенте крепости породы $\phi_{кр} > 4$ / должен быть рассмотрен вариант анкеровки стальной облицовки в породу по площади элемента на действие давления подземных вод /должны быть определены расстояния между анкерами, площадь поперечного сечения последних и их длина в соответствии с СН 38-73/.

5.11. Расчётное армирование узлов сопряжения сталежелезобетонных конструкций следует предусматривать на расчётные усилия без учёта концентрации напряжений, которая должна учитываться конструктивными мероприятиями.

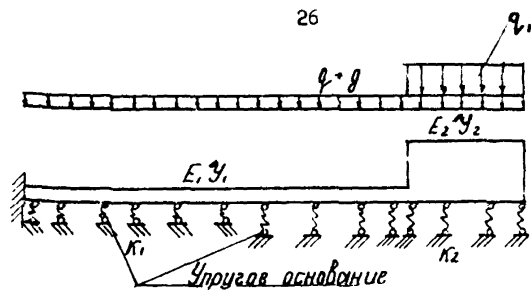


Рис.9. Расчетная схема трубопровода в направлении образующей.

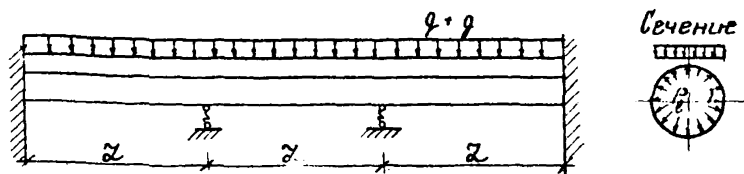


Рис.10. Расчетная схема трубопровода, образующего несущую конструкцию моста.

5.12. Уравнительные резервуары имеют, как правило, круговое сечение и рассчитываются на нагрузку внутренним давлением по котельной формуле. Краевой эффект учитывается в соответствии с п. 5.8. При расположении в породе учитывается ее отпор при нагрузке внутренним давлением. Кроме того, рассчитывается опорожненная конструкция на давление подземных вод и горизонтальное давление породы.

5.13. Сталежелезобетонные оболочки спиральных камер рассчитываются по безмоментной теории расчета торообразных оболочек (рис.11). Толщина стальной облицовки спиральной камеры, как правило, должна приниматься постоянной по сечению.

При определении расчетного сечения кольцевой арматуры и облицовки необходимо стремиться к тому, чтобы на вогнутой и выпуклой сторонах и на вертикальной оси сечений / с учетом шага между стержнями арматуры/ приведенное сечение несущих элементов /стальная облицовка плюс арматура/ обеспечивало их равнонапряженность в стадии эксплуатации.

Напряженное состояние высоконапорных спиральных камер определяется расчетами по схеме пространственных конструкций методами МКЭ /программа "Корпус" и др./, а также обосновываться данными исследований на крупномасштабной пространственной модели.

Пригодность такого расчета подтверждена испытаниями многочисленных моделей /малых сооружений/ и натурными испытаниями спиральной камеры Нурекской ГЭС.

5.14. На предварительных стадиях проектирования напорные конструкции кругового очертания допускается рассчитывать только на внутреннее давление с определением усилий по котельной формуле.

5.15. Плоские сталежелезобетонные затворы должны проектироваться минимального веса. С этой целью внутри затвора устраиваются полости с применением несъемной опалубки /бетонные и железобетонные трубы/ или устанавливаются легкая металлическая конструкция.

По способу возведения плоские сталежелезобетонные затворы могут быть монолитными и сборномонолитными.

По конструкции возможно применение двух типов затворов:
а/ с внутренней железобетонной плитой с цилиндрическими по

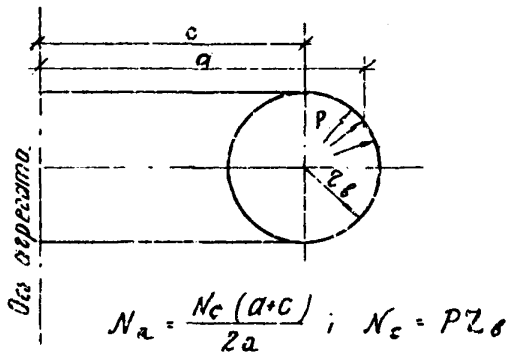


Рис. II. Определение усилий в торе.

плитами /рис. 12./.

б/ комплексные с внутренней несущей металлической конструкцией типа стропильной фермы и наружными железобетонными плитами; такие затворы рекомендуются для применения в агрессивной среде /рис. 13/.

Отношение высоты поверхностных сталежелезобетонных затворов к перекрываемому ими пролету составляет $\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20}$, а для глубинных затворов $\frac{h}{l} \leq \frac{1}{15}$.

5.16. Затворы первого типа рассчитываются, как плоская сталежелезобетонная плита по "Программе расчета пластин на упругом основании винклеровского типа методом конечных элементов"/программа "Плита", ВНИИТ, 1980/. На предварительных стадиях проектирования расчет выполняется по отдельным полосам, как для балки на двух опорах, без учета связи между полосами.

5.17. Толщина листа в затворах первого типа задается минимальной по технологическим соображениям / $\delta = 9$ см/. Основным несущим элементом должна быть стержневая арматура. Рекомендуется двухсторонняя установка облицовки для создания жесткой несъемной опалубки, металлические листы которой связаны поперечными связями, являющейся поперечной арматурой. Для уменьшения трещинообразования при отсутствии расчетной стержневой продольной арматуры следует ставить конструктивную арматуру, площадь которой должна составлять не менее площади облицовки.

5.18. Затворы второго типа рассчитываются и конструируются по аналогии со сталежелезобетонными мостами /Стрелэцкий Н.И. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. М. Транспорт, 1981/.

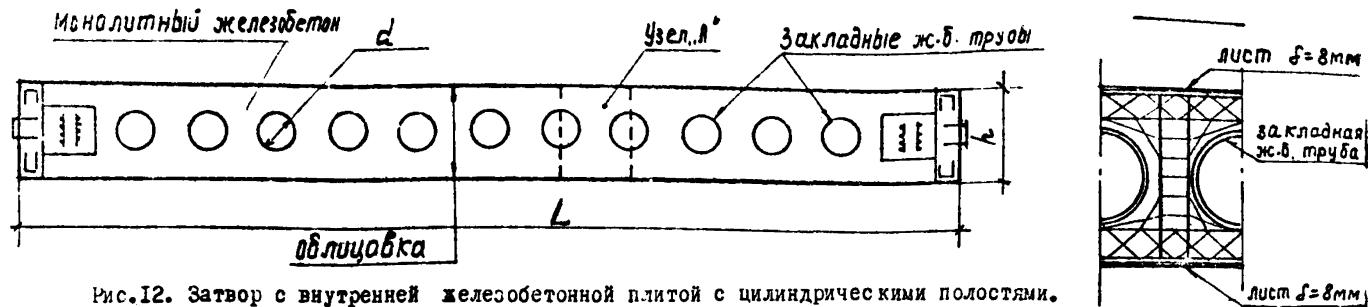


Рис.12. Затвор с внутренней железобетонной плитой с цилиндрическими полостями.

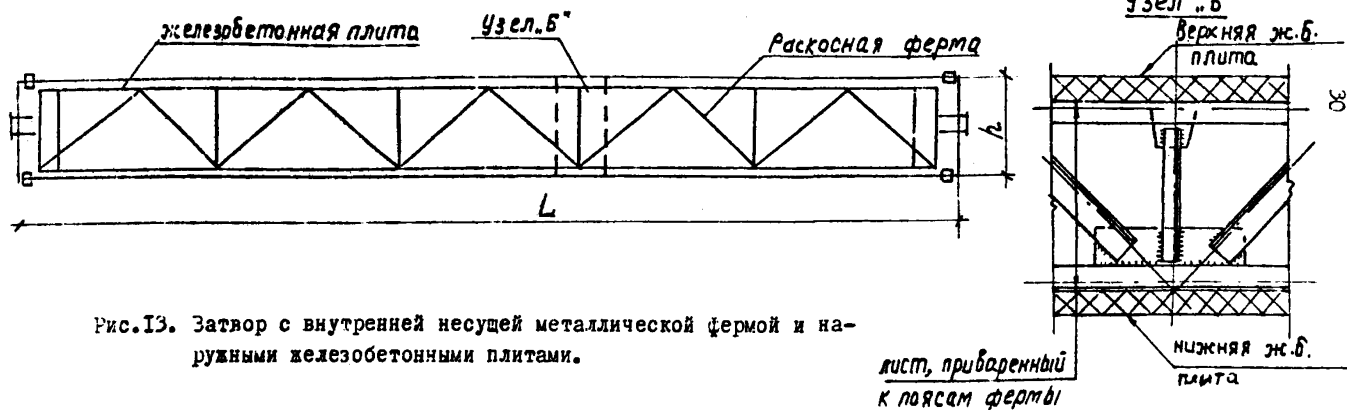


Рис.13. Затвор с внутренней несущей металлической фермой и наружными железобетонными плитами.

6. РАСЧЕТ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ НА ПРОЧНОСТЬ

6.1. Расчет на прочность сталежелезобетонных конструкций производится в соответствии с СНИП II-56-77.

6.2. Расчет центрально-растянутых сталежелезобетонных элементов производится по формуле:

$$K_n K_c N \leq m_a (F_a R_a + F_o R_o) \quad / 5 /$$

$m_a = 0,8$. I, I5 = 0,92 для I и II классов сооружений

$m_a = 0,8$ к I, I0 = 0,83 III и IV -" -"

где N - усилие растяжения в элементе,

$F_a R_a$ - сечение и расчетное сопротивление арматуры,

$F_o R_o$ - то же листовой стали, по пределу текучести R_y причем при работе стальной оболочки только на растяжение допускается принимать расчетное сопротивление по временному сопротивлению R_u с введением в соответствии с п.4. СНИП II-23-81.

Коэффициент условий работы $\gamma_u = 1,3$.

Примечание: расчетное сопротивление стальной облицовки по временному сопротивлению принимается лишь в том случае, когда стальная облицовка воспринимает не более 50% расчетной нагрузки.

Обычно определяется сечение арматуры:

$$F_a = \frac{K_n K_c N - m_a F_o R_o}{m_a R_a} \quad / 6 /$$

F_o - назначается минимальным по условиям производства работ /см.п.8.1/. В случае, когда площадь поперечного сечения арматуры / F_a / получается слишком большой по условиям удобства размещения ее в сечении, может быть увеличено F_o и соответственно уменьшено F_a .

6.3. Расчёт внецентренно-растянутых сталежелезобетонных элементов следует производить:

а/ В случае малых эксцентриситетов /когда сила приложена в пределах расстояния между арматурами, рис.14/.

Усилия в металле распределяются обратно-пропорционально расстояниям сечения металла до силы:

$$K_n K_c N \leq m_a [F_0 R + (F_a + F_a') R_a] \quad 171$$

$$K_n K_c N e \leq m_a F_a' R_a (h_0 - a')$$

$$K_n K_c N e' \leq m_a F_0 R_a (h_0 - a') + m_a R F_0 (h_0 - \frac{a'}{2})$$

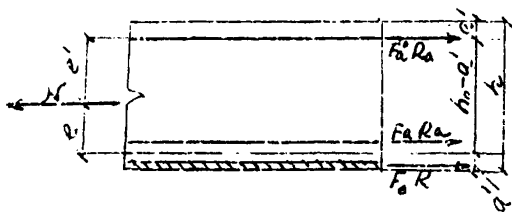


Рис.14. Случай внецентренного растяжения с малыми эксцентриситетами.

В сталежелезобетонных напорных трубопроводах при малых эксцентриситетах целесообразно сохранять постоянное армирование по контуру и потому при условии восприятия силы с соответствующими коэффициентами запаса допускается перенапряжение в металле в отдельных сечениях до 50% - в сравнении с расчётными величинами напряжений.

б/ В случае больших эксцентриситетов, когда сила приложена вне пределов сечения /рис.15/ для случая прямоугольных сечений и когда стальная оболочка располагается в растянутой зоне, расчёт производится по формулам:

$$K_n N_c N_c \leq m_s R_{np} \epsilon x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + m_a R_{ac} F_a' (h_0 d) \quad / 8 /$$

$$K_n N_c N_c \leq m_a (R_a F_a + R F_0) - m_a R_{ac} F_a' - m_s R_{np} \epsilon x$$

$m_s = 1,15$ при толщине конструкции 0,6 м и более
 $m_s = 1,0$ " " " " " менее 0,6 м

При арматуре А-II и А-III и марках бетона М200-300

$$\xi_R = 0,6$$

Практически определяется сечение растянутой арматуры по формуле:

$$F_a = \frac{K_n N_c M_a}{z m_a R_a} + \frac{K_n N_c N_c - m_a \xi_R R}{m_a R} \quad / 9 /$$

M_a — момент внешних сил относительно центра тяжести растянутого металла.

z — плечо внутренней пары сил.

Определяется по $A_0 = \frac{K_n N_c M_a}{m_s \epsilon h_0 R_{np}}$ и далее по граф. I прил. I. Находится

$$z = \gamma_0 h_0 \quad / 10 /$$

6.4. Расчёт внецентренно-сжатых элементов /рис.16/ прямоугольного сечения при условии $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ следует выполнять по формулам:

$$K_n N_c M_a = K_n N_c N_c \leq m_s R_{np} \epsilon x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + m_a R_{ac} F_a' (h_0 d) + m_a R_0' \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad / 11 /$$

$$K_n N_c N_c \leq m_a (R_a F_a + R F_0) - m_a R_{ac} F_a' - m_s R_{np} \epsilon x$$

Сечение сжатой стальной оболочки / F_0' / учитывается в случае обеспечения её сцепление с бетоном или надежной анкеровки в нем. Практически рассчитывается сечение растянутой арматуры без учета сжатой арматуры по формуле:

$$\frac{R}{R_a} F_0 + F_a = \frac{K_n N_c M_a}{z m_a R_a} - \frac{K_n N_c N_c}{m_a R_a} \quad / 12 /$$

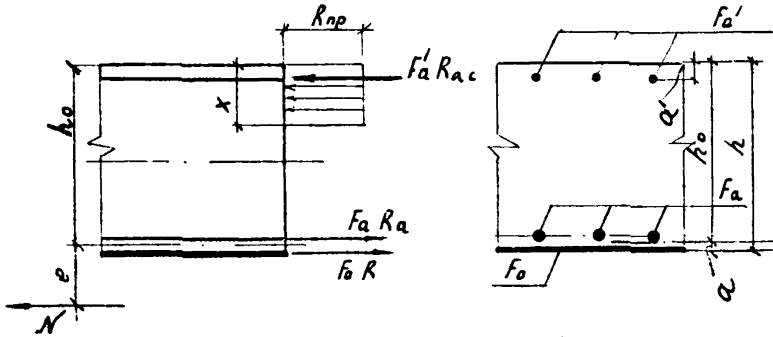


Рис.15. Случай внецентренного растяжения с большими эксцентриситетами.

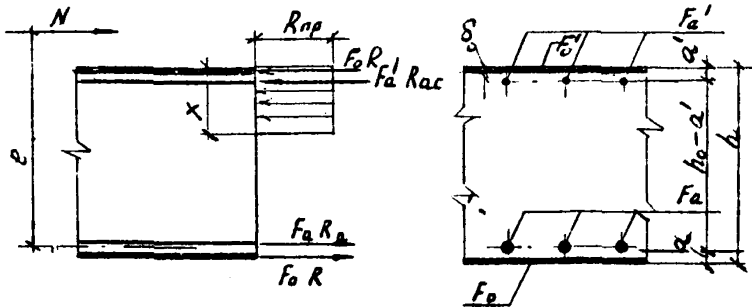


Рис.16. Случай внецентренного сжатия с большими эксцентриситетами.

6.5. Изгибаемые конструкции рассчитываются по формулам внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых конструкций с большими эксцентриситетами при условии $N \approx 0$; $N e = M_a = M$.

6.6. Сталежелезобетонные затворы рассчитываются, как изгибаемые железобетонные элементы по главе СНиП II-56-77 п.3.16, с учетом дополнений, введенных с 1 июля 1982 г. При этом толщина стального листа определяется согласно п.5.17. настоящего "Руководства".

6.7. Расчёт по наклонным сечениям на поперечную силу сталежелезобетонных конструкций не отличается от обычного и поэтому не приводится. Расчёт может быть выполнен в соответствии с главой СНиП II-56-77, а также в соответствии со статьей кн. ВН Голосова и д-р. АС Залесова "Расчет конструкций с внешним армированием при действии поперечных сил", Бетон и железобетон № 6, 1977 г.

6.8. Объединяющие железобетон и сталь устройства - анкеры должны рассчитываться на сдвигающее усилие T , возникающее в контактной зоне между железобетоном и стальным листом от действия перерезывающих усилий и разности температур, согласно указаниям руководства "Сталежелезобетонные пролетные строения мостов" М.Транспорт, 1981.

6.9. Местная устойчивость сжатой облицовки от выпучивания подлежит экспериментальной проверке.

7. РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИНЫ

7.1. Сталежелезобетонные конструкции экономически целесообразно проектировать нетрещиностойкими.

7.2. /4.4/. Ширину раскрытия трещин a_T , нормальных к продольной оси элемента, следует определять по формуле:

$$a_T = K C_g \eta \frac{\sigma_a - \sigma_{наз}}{E_a} \gamma (4 - 100 \mu) \sqrt{d} \quad / 13 /$$

где K - коэффициент, принимаемый равным: для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов - 1, для центрально и внецентренно-растянутых элементов - 1,2, при многорядном расположении арматуры - 1,2,

C_g - коэффициент, принимаемый равным при учёте постоянных и временных длительных нагрузках - 1,3,

η - коэффициент, принимаемый равным: при стержневой арматуре периодического профиля - 1,

σ_a - напряжения в растянутой арматуре, определяемой от нормативных нагрузок / $k = 1$ / при $k_n = 1$ без учёта сопротивления бетона растянутой зоны сечения.

Оно определяется:

для центрально-растянутых элементов $\sigma_a = \frac{N}{F_a + F_0}$ / 14 /

при внецентренном действии силы в изгибе

$$\sigma_a = \frac{N(e \pm z)}{F_a z}; \quad \sigma_a = \frac{M}{F_a z} \quad / 15 /$$

z - плечо внутренней пары сил, принимаемое по результатам расчёта сечения на прочность,

e - расстояние от центра тяжести площади сечения растянутой арматуры до точки приложения продольной

силы

При внецентренном растяжении с малыми эксцентриситетами для арматуры F_a и \bar{F}_a' соответственно

$$\sigma_a = \frac{N e'}{F_a (h_0 - a')} ; \quad \sigma_a' = \frac{N e}{F_a' (h_0 - a')} \quad / 16 /$$

Величина раскрытия трещин определяется со стороны арматуры.

$\sigma_{наз}$ - начальное растягивающее напряжение в арматуре от набухания бетона, для конструкций, находящихся в воде

$\sigma_{наз} = 200 \text{ кг/см}^2$; для конструкций, подверженных

длительному высушиванию, в том числе во время строительства $\sigma_{наз} = 0$

μ - коэффициент армирования сечения, принимаемый равным, но не более 0,02.

$\mu = \frac{F_a}{F_{по}}$ В сечение арматуры не включается сечение оболочки.

d - диаметр стержня арматуры, мм.

Средняя ширина раскрытия трещин при отсутствии специальных защитных мероприятий должна быть не более величин, приведенных в табл. 2 /табл.15 СНиП II-56-77/.

Таблица 2.

№ : пп	Характеристика конструкций и условий их работы	:Предельная ширина раскрытия трещин, $\alpha_{т-мм}$
1.	Сталежелезобетонные конструкции, находящиеся постоянно под водой или на воздухе	0,3
2.	Конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня воды, не подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию.	0,15
3.	То же, подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию: при числе циклов в год не менее 50 то же, при числе циклов 50 и более	0,1 0,05
4.	Конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня морской воды	0,05

Примечания.

1. Приведенные в настоящей таблице предельные значения следует умножить на коэффициенты:

для сооружений I класса - 1

для сооружений II класса - 1,3

для сооружений III класса - 1,6

для сооружений IV класса - 2,0.

При диаметрах арматуры более 40 мм допускается предельное значение a_T увеличивать на 25%. При этом во всех случаях значения a_T должны приниматься не более 0,5 мм.

2. Приведенные в настоящей таблице значения принимаются с учётом применения арматуры классов А-П, А-Ш.

3. При бикарбонатной щелочности воды - среды, меньшей I мг. экв. или суммарной концентрации ионов ce' и so_4''

л
 большей 1000 мг/л предельные значения a_T по позициям I-2 настоящей таблицы следует уменьшить в 2 раза. При среднегодовом значении бикарбонатной щелочности воды - среды, меньшей 0,25 мг. экв. необходимо проведение защитных мероприятий с учётом главы СНиП П-20-73 "Защита строительных конструкций от коррозии".

8. КОНСТРУИРОВАНИЕ

8.1. Стальную облицовку в сталежелезобетонных оболочках целесообразно выполнить из конструкционных сталей марок 09Г2, 09Г2С, 10ХСНД толщиной не более 36 мм. Минимальная толщина листовой стали принимается в зависимости от диаметра или габаритных размеров конструкции.

Следует стремиться проектировать стальные оболочки минимальной толщины из-за дефицитности листового металла и его более высокой стоимости, а также потому, что отсутствие катастрофического характера разрушения обеспечивается железобетонной частью и потому, что малое содержание арматуры в железобетонной оболочке приводит к большому раскрытию трещин.

Минимальная толщина стальной оболочки трубопровода по условиям необходимой жесткости при производстве работ и транспортировании и возведении всей конструкции должна быть согласно МУ 34-747-76^{х/}.

Диаметр трубопровода, см.	Толщина оболочки, мм
40-60	6
70-170	8
180-400	10
420-600	12
620-850	14
900-1000	16
1050-1100	18
1150-1200	20
1250-1350	22
1400	24

В сильно напряженных конструкциях, насыщенных арматурой, целесообразно увеличивать толщину стальной оболочки против минимальной, чтобы создать железобетонную оболочку, приемлемую по условиям размещения арматуры и производству работ.

^{х/} МУ 34 747-76 "Указание по проектированию стальных трубопроводов". Информэнерго, 1977 г.

Допустимо передавать на стальную оболочку до половины нормальной растягивающей силы.

8.2. Целесообразно максимально возможно концентрировать расчетное сечение арматуры в единице объема бетона с целью улучшения характера трещинообразования бетона, прямым образом влияющего на долговечность и коррозионную стойкость сталежелезобетонной конструкции.

8.3. Армирование железобетонной оболочки трубопроводов производится в кольцевом и продольном направлениях стержнями арматуры классов АIII и АII. Как правило, расчетное сечение кольцевой арматуры должно составлять не менее половины суммарного сечения стали.

Если на верхних участках турбинных водоводов внешние нагрузки могут быть полностью восприняты стальной облицовкой, независимо от этого в железобетонной оболочке требуется установка конструктивной арматуры 4/16 А-II в кольцевом и продольном направлениях, причем арматурный каркас желательно располагать вблизи внешней поверхности железобетонной оболочки.

8.4. В густоармированных конструкциях железобетонных оболочек напорных трубопроводов разрешается применение спаренных между собой в плоскости кольца стержней арматуры. Разрешается применение вместо отдельных замкнутых колец непрерывной спиральной арматуры.

Расстояние между стальной облицовкой и арматурными стержнями, а также между рядами арматуры, не лимитируется. Расстояние между рядами арматуры выбирается по технологическим условиям бетонирования, но не более 70 см в чистоте. Защитный слой от последнего ряда арматуры до внешней поверхности конструкции должен соответствовать диаметру арматуры, но не превышать 15 см.

8.5. Арматура в направлении образующей /торовая/ располагается в один ряд с наружной стороны от рабочей. Сечение арматуры рекомендуется принимать равным примерно 40% от сечения ряда рабочей.

8.6. При конструировании разветвления трубопровода по второму типу (п.2.4.), целесообразно принимать положение его оси по прямой, делящей угол на две части обратно пропорционально диаметрам основного водовода и патрубка /при равных диаметрах - по биссектрисе. Плоскости дисков разветвления следует распо-

лагать нормально его оси.

Сечение кольцевой арматуры обоймы каждого диска должно составлять более половины всего расчётного сечения металла.

В месте разветвления рекомендуется постановка пучка стержней, нормальных плоскости разветвления, для уменьшения деформации контура и, соответственно, трещинообразования. Суммарное сечение стержней может быть определено из условия восприятия проекции давления на плоскость, нормальную оси разветвления. Стержни должны располагаться в пределах большого диаметра и надежно анкероваться в бетоне обоймы / пакет АК-8, см.рис.17/.

Вертикальные поверхности дисков должны быть армированы сетками с шагом стержней 20-30 см при диаметре 16-20 мм А-П.

8.7. Контакт трубопровода с нижней гранью плиты рекомендуется выполнить с устройством ступенчатых штраб глубиной 15-20 см на грани плиты, обеспечивающих восприятие действующих касательных усилий.

Передачу растягивающих усилий, возникающих на участке колен трубопроводов, на основание рекомендуется производить путем установки арматуры в виде пакетов-выпусков, с которыми следует стыковать наружный ряд арматуры трубопровода.

8.8. В трубопроводах открытых и засыпанных, располагающихся на мягких грунтах, могут предусматриваться деформационные швы, компенсаторы и переходные участки / при расположении трубопровода на разных основаниях/.

Возможные конструкции деформационных швов приведены на рис. 13.

Компенсаторы и переходные участки трубопроводов, решаемые обычно в металле, имеют целью исключить отрицательное влияние на прочность возможных осадок опор и температурных деформаций, возникающих в трубопроводах и достигающих существенных величин.

8.9. Железобетонная конструкция спиральных камер армируется меридиональной кольцевой арматурой с центрами на пересечении вертикальной и горизонтальной осей сечения. В плане эту арматуру рекомендуется располагать по радиусам круга с центром на оси агрегата.

Меридиональную арматуру следует замыкать на статорные кольца путем приварки к фасонкам ребер статорных колец /рис.38/

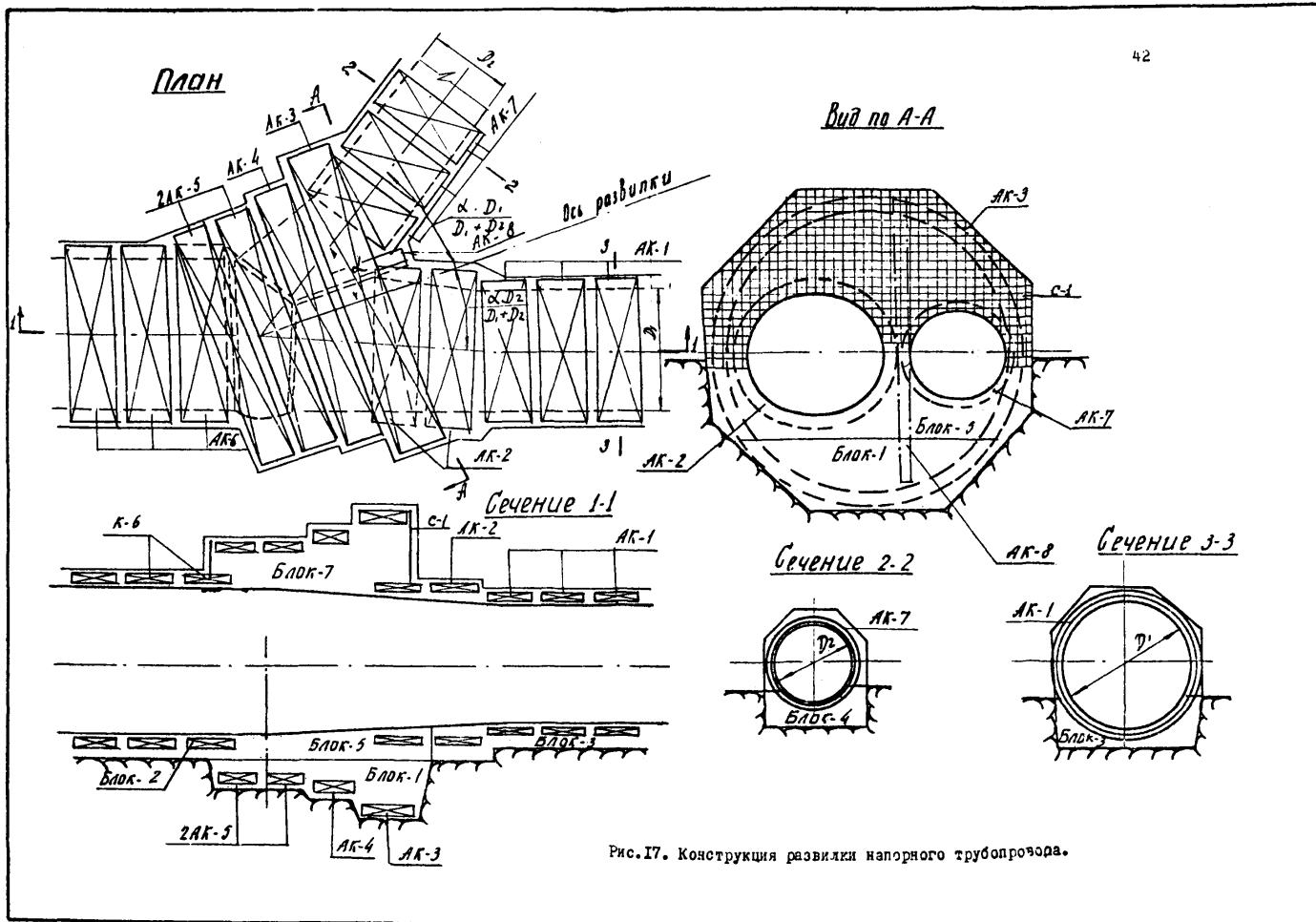


Рис.17. Конструкция развилки напорного трубопровода.

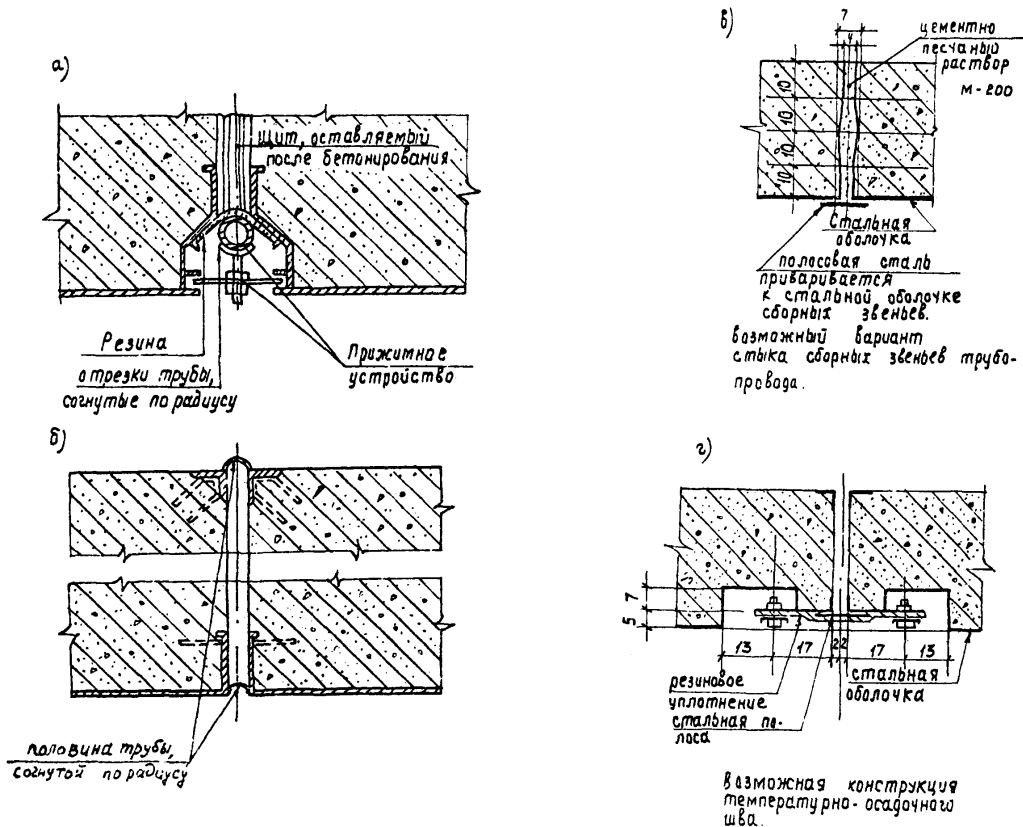


Рис. 18. Возможная конструкция деформационных швов.

или путем перепуска с консольной арматурой, приваренной к фасонкам ребер статорных колец /рис.3а/.

Замыкание меридиональной арматуры на фасонки статорного кольца затрудняет монтаж /все меридиональные стержни имеют разную длину, выполняются штучными/.

Конструкция с перепуском консольной и меридиональной арматуры монтируется существенно проще и может выполняться в виде армоблоков.

Торсовая арматура располагается по наружную сторону от рабочей меридиональной. Она может быть включена в арматурные каркасы, но может устанавливаться штучно.

Арматура шахты турбины выполняется в виде сетки. Вертикальные стержни привариваются к статорному кольцу.

Статорные кольца анкеруются арматурой шахты и меридиональной или консольной арматурой.

В конструкции без деформируемой прокладки для исключения образования трещин большого раскрытия по наружному периметру блока со сталежелезобетонной спиральной камерой необходимо устанавливать армосетки в два ряда с расстоянием между ними и стержнями арматуры в сетках в пределах 6-10 диаметров этих стержней /рис.3а/.

Такое армирование упорядочивает трещинообразование в бетоне блока.

При конструкции с деформируемой прокладкой должно быть предусмотрено армирование поверхности над прокладкой /рис.3б/, в соответствии с расчетом.

8.10. Для локализации давления воды при возможных аварийных протечках стальной оболочки спирали следует предусматривать систему дренажей и шпонок.

8.11. В облицованных конструкциях водосбросов некругового сечения оболочка должна быть включена в работу на прочность путем анкеровки в окружающий бетон. Анкеровка выполняется в углах и по длине элемента /рис.19./.

Приварка анкеров дуговой сваркой производится к ребрам облицовки, которые располагаются через 40-50 см. В углах могут быть предусмотрены дополнительные ребра с общим шагом не менее 20 см. К ребрам могут привариваться одиночные или парные анкеры.

К стальной оболочке приваривать анкеры диаметром более трех ее толщин не допускается и сама приварка не желательна из-за значительных деформаций листа при сварке. Возможна приварка анкеров к стальной оболочке непосредственно с помощью специального оборудования ТЗ-1 и на станке АД-200.

8.12. Облицованные конструкции камер и туннелей некругового сечения рекомендуется монтировать в виде сталежелезобетонных плит /рис.19/ для обеспечения плотного примыкания бетона к листовому металлу /изготовление производится на стенде/. В лотковой части такая конструкция обязательна, так как совместной работы бетона и листа достигнуть иным путем трудно и при больших скоростях потока могут произойти вырывы стальной оболочки. Анкеровка стальной оболочки должна производиться по расчётным усилиям в конструкции.

8.13. Для контроля статической работы конструкции в эксплуатационный период проектом может быть предусмотрено оснащение ее соответствующим количеством измерительной аппаратуры /тензомерами, арматурными динамометрами, щелемерами, термометрами и пр./ в соответствии с задачами, поставленными перед натурными исследованиями.

Сечение сборных
элементов

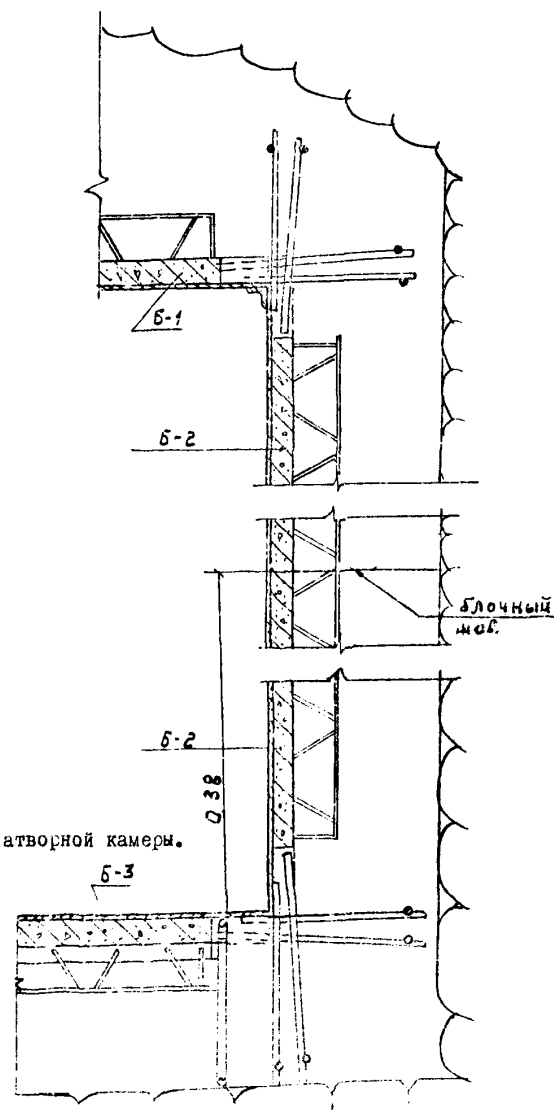
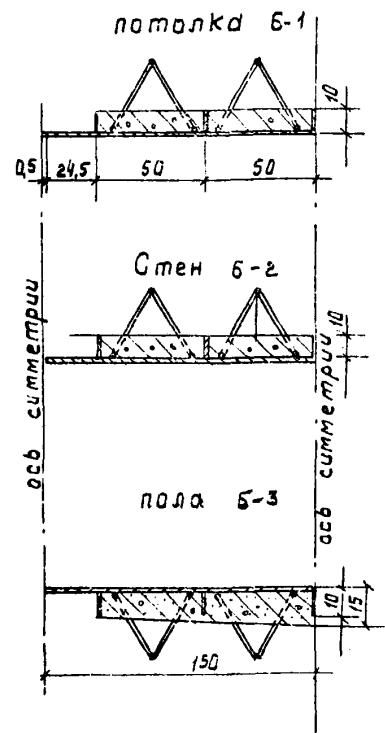


Рис.19. Возможная конструкция элементов затворной камеры.

9. ОСОБЕННОСТИ МОНТАЖА И БЕТОНИРОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.

9.1. Производство монтажных и бетонных работ ничем не отличается от таковых для стальных и железобетонных конструкций.

9.2. Размеры монтажных единиц определяются предельными габаритами и грузоподъемностью кранового и транспортного оборудования.

Целесообразно объединять стальную облицовку с арматурным каркасом с целью обеспечения монтажной жесткости конструкции и исключения потери устойчивости облицовки в момент бетонирования.

9.3. Конструкция оболочки и арматуры, как правило, должны проходить укрупнительную сборку на строительстве.

9.4. Качество всех сварных швов I категории стальной оболочки должно проверяться по всей длине ультразвуком и в сомнительных случаях гаммографированием. Высокое качество и водонепроницаемость сварных швов и швов разъема статора должно быть обеспечено.

9.5. Для наиболее сложных конструкций, например, для спиральных камер или развилки, особенно для первых агрегатов, может быть поставлено требование испытания внутренним давлением стальной оболочки без бетонирования. Испытательное давление принимается в размере 20-30% расчетного. Операция производится для апробации качества заводских работ и сварки монтажных швов. При таком решении завод должен поставить заглушки и уточнить величину возможного испытательного давления.

9.6. В том случае, если толщина металла оказывается недостаточной для восприятия нагрузки от бетонной смеси, необходимо предусматривать постановку внутренних инвентарных раскрепляющих устройств или изменить разбивку блоков.

9.7. В открытом котловане или на плотине монтаж элементов трубопровода может осуществляться стреловыми кранами. В зависимости от их грузоподъемности монтажные единицы могут включать и не включать арматурный каркас или его часть. Наилучшим является установка стальной оболочки совместно со всем армиро-

ванкем.

После завершения монтажа трубопровода или части его производится бетонирование в переставной, передвижной или подвижной опалубке.

9.8. При расположении трубопровода в породе следует в монтажный элемент объединять стальную оболочку и всю арматуру. В этом случае необходимо добиваться максимальной длины и веса элемента. Сборка монтажных элементов производится в монтажной камере или на монтажной площадке, которые, обычно, оснащаются мостовыми кранами.

Поддача собранного элемента к месту установки производится по рельсам с помощью лебедки. Доставленная на место конструкция приводится в проектное положение с помощью домкратов, фиксируется, производится бетонирование затрубного пространства.

9.9. После укрупнительной сборки стальной оболочки спиральные камеры сооружаются, как правило в следующем порядке.

Монтируется и сваривается стальная оболочка. Если предусмотрено проектом, на ней устанавливается измерительная аппаратура. Если предусмотрено проектом, то производится испытание внутренним гидростатическим давлением с целью проверки плотности сварных швов. Величина испытательного давления устанавливается заводом.

Устанавливается и сваривается арматура усиления спирали и арматура блока, устанавливаются все закладные части, дренажные устройства, шпонки. Если предусмотрено проектом, устанавливаются динамометры на арматуре. Блок тщательно очищается от строительного мусора. Производится бетонирование блоков в установленном проектом порядке.

9.10. Бетонирование тонких, густо армированных сталежелезобетонных конструкций следует производить литым бетоном с целью обеспечить надежное качество укладки бетона без вибрирования. Необходимо применение литого бетона при выполнении обделок в породе, спиральных камер в нижней их части и сильно наклонных или вертикальных трубопроводов. Литой бетон следует проектировать в соответствии с "Руководством по применению литого бетона с добавкой кремнезема на объектах энергетического

строительства". Оргэнергострой, 1962 г. могут быть использованы и другие эффективные пластифицирующие добавки.

Затворы с наружной облицовкой рекомендуется выполнять вибромагнетательным способом раздельного бетонирования.*

9.11. Присутствие рабочих в блоке при бетонировании сильно наклонных или вертикальных трубопроводов по соображениям техники безопасности должно быть исключено.

9.12. Высота блока бетонирования определяется требованиями производства работ /СНиП Ш-15-76 и СНиП Ш-45-76/ и конструктивными соображениями. Высота блока бетонирования должна быть не менее 1,0 и не более 5,0 м. Должна быть проверена достаточность прочности и жесткости стальной оболочки и спалубки на действие нагрузки бетоном.

* См. П.В. Проценко. Вибромагнетательный способ раздельного бетонирования". М., Стройиздат, 1978, 66 с.

Приложение I.**МАТЕРИАЛЫ, РЕКОМЕНДУЕМЫЕ К ПРИМЕНЕНИЮ
В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ.**

1. Листовая сталь для конструкции должна выбираться наиболее освоенная, мягкая, с хорошо выраженной площадной текучести, надежно сваривающаяся.

2. В таблице I приведены основные показатели листовой стали из прил. I СНиП II-23-81. Исключены данные о сталях, которые не применяются в сталежелезобетонных конструкциях.

Применение других видов стали, кроме приведенных, должно быть обосновано.

В проекте необходимо указывать категорию стали в зависимости от климатических условий.

3. При выполнении проекта на первоначальных стадиях, объемы работ рассчитывают в предположении применения сталей с менее эффективными показателями, в рабочих чертежах в точном соответствии с рабочими чертежами стальной оболочки.

4. Рабочая арматура должна выполняться из стали класса А-II или А-III периодического профиля. Преимущество следует отдавать стали класса А-III в том случае, если удовлетворяется требование по величине раскрытия трещин и требования по конструированию, так как арматура класса А-III выпускается диаметром не более 40 мм, который часто оказывается недостаточным.

Основные расчетные показатели листовой стали, применяемой
в сталежелезобетонных конструкциях.

Таблица I

Марка стали	ГОСТ или ТУ ГОСТ или ТУ	Толщина листово- го про- ката, мм	Расчетные сопро- тивления кг/см ²		Категория стали при расчетной тем- пературе, С.		
			по пределу по вре- текучности	менному сопр.	$t \geq -40^\circ$	$t > -40^\circ$	$t < -65^\circ$
ВСт3Гпс5	ГОСТ300-71	4-20	2300	3550	5	-	-
ВСт3сп5		21-40	2200	3550			
18Гпс	ГОСТ23570 -79	4-20	2350	3650	+	-	-
		21-30	2250	3650			
		31-40	2350	3350			
09Г2	ТУ14-1- 3023-80	4-10	3100	4500	12	-	-
		11-20	3050	4400			
		4-10	3400	4700			
		11-20	3300	4600			
09Г2	ГОСТ19282 -73	4-20	2950	4300	12	-	-
		21-32	2850	4300			
09Г2С	ТУ14-1- 3023-80	4-10	3400	4900	12	13	15
		11-20	3200	4700			
		4-10	3600	5100			
		11-20	3400	4900			
09Г2С-	ГОСТ19282 -73	4-9	3350	4750	12	13	15
		10-20	3150	4600			
		21-32	2950	4500			
		33-60	2750	4400			

ГОСТ : ГОСТ19282-73 : 4-32 : 4600 : 1900 : I2 : I3 : I5
33-40 3600 4750

Примечания: 1. Знак "+" означает, что категорию стали и требования к ней указывать в проекте не следует; знак "-" означает, что данную марку стали при указанной расчетной температуре применять не следует.
2. Значения расчетных сопротивлений, принимаемых по временному сопротивлению следует делить на - 1,3 в соответствии с разделом 4 СНиП II-23-81.

Нерасчетная арматура для уменьшения величины раскрытия трещин должна приниматься периодического профиля из стали класса А-II.

Расчетные показатели сталей в соответствии с изменениями, утвержденными решением Госстроя СССР № 283 от 31 декабря 1981 г. к главам СНиП II-56-77, а также модуль их упругости приведены в таблице 2.

Таблица 2.

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению и расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы: R_{a-II} кгс/см ²	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см ²			Модуль упругости арматуры, E_a кгс/см ²
		продольной; поперечной / хомутов и отогнутых стержней/ при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной / хомутов и отогнутых стержней/ при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы. $R_{a,x}$	сжатия R_{ac}	
Стержневая арматура класса:					
A-I	2400	2300	1800	2300	2100000

1	2	3	4	5	6
А-П	3000	2850	2200	2850	
А-Ш диаметрами:					
6-8 мм	4000	3600	2900 ^{x/}	3600	2000000
10-40 мм	4000	3750	3000 ^{x/}	3750	
А-ЛУ	6000	5000	4000	4000	1900000
А-У	8000	6400	5100	4000	

Примечание.

1. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном, значение R_{ac} принимается равным нулю.
2. Арматурную сталь класса А-ЛУ и А-У допускается применять только для предварительно напряженных конструкций.

x/ В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-Ш, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значение R_{ac} принимается при диаметре хомутов: 6-8 мм - 2500 кгс/см², 10-40 мм - 2600 кгс/см².

5. Бетон в сталежелезобетонных конструкциях должен применяться марки не ниже 200, требования морозостойкости должны соответствовать условиям его работы. Насыщенность сталежелезобетона арматурой весьма велика и потому бетон следует применять пластичной консистенции, а в некоторых случаях - литой с тем, чтобы качество укладки было надежно обеспечено без применения вибраторов. В том случае, если бетон литой консистенции не будет иметь необходимой морозостойкости могут быть применены эластичные окраски эпоксидными или другими водоотталкивающими эластичными пленкообразующими составами. Расчёты показали бетон приведены в таблице 3.

Таблица 3

Проектная марка бетона	: Расчетные сопротивления, кгс/см ² :			Начальные модули упругости E_c кг/см ²
	: сжатие осевое R_{op}	: растяжение осевое R_p		
М 200	90	7,5		240000
М 250	110	8,8		265000
М 300	135	10		290000
М 350	155	11		310000

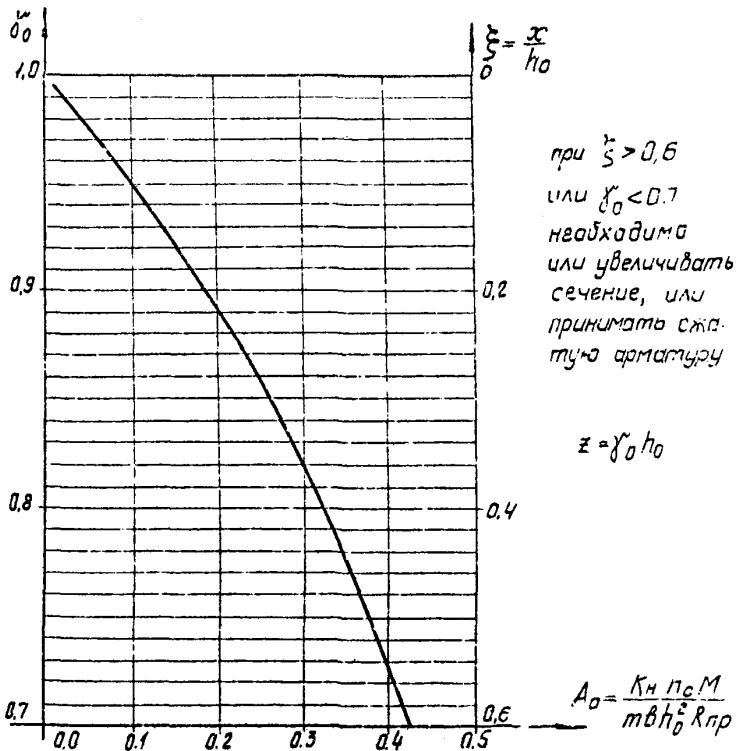
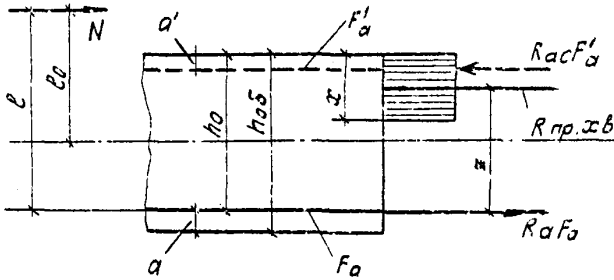


Рис. I. График для определения плеча внутренней пары сил железобетонного сечения.

Приложение 2.

РАСЧЕТ С УЧЕТОМ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

1. Температурно-влажностные воздействия относятся к особым нагрузкам в соответствии с п. 3.10 СНиП П-50-74.

2. Арматуру, воспринимающую температурные и усадочные усилия, допускается предусматривать согласно п.5.9. СНиП П-56-7 только в тех случаях, когда другие конструктивные решения и технологические мероприятия не обеспечивают несущей способности или требуемой по условиям эксплуатации монолитности сооружения.

3. Напорные сталежелезобетонные конструкции проектируются нетрещиностойкими и потому расчет их должен производиться с учетом трещинообразования на совместное действие основного сочетания нагрузок и изменения температуры.

4. Расчет отделки туннелей на температурные воздействия следует производить при расчетной разности температур более 30°C / см п.8.17 СНиП 238-73/. Практически расчет производится лишь в особых случаях с учетом снижения усилий за счет набухания бетона и пр.

5. Расчет армирования спиральных камер на изменение температур допускается не производить потому, что анализ напряжений в арматуре натуре спиральной камеры Нурекской ГЭС показал, что изменение напряжений от изменения температуры в строительный период составило $\pm 100 \text{ кгс/см}^2$, в период эксплуатации $\pm 50 \text{ кгс/см}^2$.

6. Расчет напорных трубопроводов в кольцевом направлении допускается производить в следующем порядке:

а/ Рассчитывается и конструируется сечение трубопровода /стальная часть и железобетонное кольцо/ на действие основных нагрузок /внутреннего давления и др./

б/ Определяется наибольший температурный перепад.

Для зимы за наружную принимается температура наиболее холодной пятидневки, для лета - среднемаксимальная. Соответствующая им температура воды, протекающей по трубопроводу, принимается по расчетам или аналогам.

в/ Рассчитывается наибольший изгибающий момент M_{at} в предположении изменении температуры в пределах сечения по прямой и учёта жесткости сечения металла

В формуле:
$$M_{at} = \frac{\alpha \Delta t E_a \gamma_a}{h \gamma_{am}}$$

$\alpha = 0,00001$ - коэффициент линейного расширения

Δt - расчётный температурный перепад, град.

$E_a \gamma_a$ - жесткость сечения металла при наличии трещин, кгс/см²хсм⁴.

h - толщина сталежелезобетонной оболочки, см.

γ_{am} - коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона, принимается по СНиП II-56-77 прил. 2, график 1.

г/ Определяются суммарные усилия с учётом усилий от основных воздействий и M_{at} , определяется сечение арматуры с учетом

$\mu_c = 0,9$. Оно должно быть меньше или равно поставленному.

7. Расчёт трубопроводов в направлении образующей не отличается от такового для железобетонных трубопроводов.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример № 1

Запроектировать развилку турбинного водовода применительно к условиям гидроузла Саманалавева /рис.1/.

Развилка трубопровода $D_2 = 2,6$ м на два диаметром $d_1 = 1,6$ м.

Сооружение II класса $K_{II} = 1,2$.

Статический напор $P_0 = 350$ тс/м².

Напор с учётом гидравлического удара $P_{гг} = 455$ тс/м²

Оболочка из стали 09Г2 $R = 2950$ кгс/см²

Арматура из стали А-Ц, $R_a = 3750$ кгс/см²

$$m_a = 0,8 \times 1,15 = 0,92$$

Расчет трубопровода $D_1 = 2,30$ м ; $\delta = 1,6$ см.

$$K_{II} n_c P_{гг} z \rho \leq m_a (F_o R + F_a R_a);$$

$$K_{II} n_c P_{гг} z \rho = 1,2 \cdot 1 \cdot 455 \cdot 1,3 = 712 \text{ тс/м}$$

$$F_a = \frac{712 - 0,92 \cdot 1,6 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 80 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем 10 ф 32 А-Ш = 80,43 см²/м

Расчет трубопровода $d_1 = 1,6$ м, $\delta_2 = 1,0$ см.

$$K_{II} n_c P_{гг} z \rho = 1,2 \cdot 1 \cdot 455 \cdot 0,8 = 440 \text{ тс/м}$$

$$F_a = \frac{440 - 0,92 \cdot 1,6 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = \frac{168}{3,45} = 48,6 \text{ см}^2/\text{м}$$

Расчет развилки производится в предположении, что она состоит из двух дисков. Толщина оболочки $\delta = 2,0$ см,

$$D_1 = 4,0 \text{ м}$$

$$K_{II} n_c P_{гг} z \rho = 1,2 \cdot 1 \cdot 455 \cdot 2 = 1070 \text{ тс/м}$$

$$F_a = \frac{1070 - 0,92 \cdot 4,0 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 154 \text{ см}^2/\text{м}$$

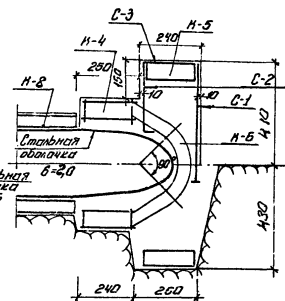
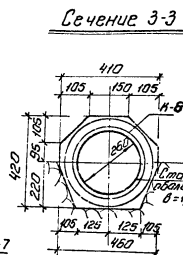
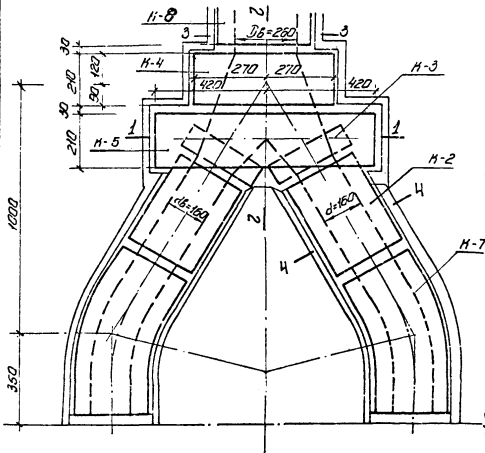
План развилки

М 1:100

59

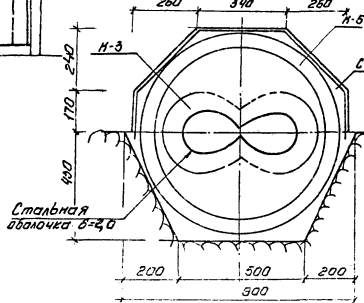
Сечение 2-2

Сечение 3-3



Сечение 1-1

М 1:100 Н.В.



Сечение 4-4

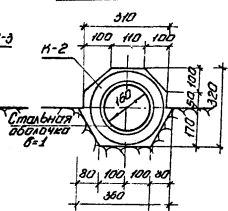
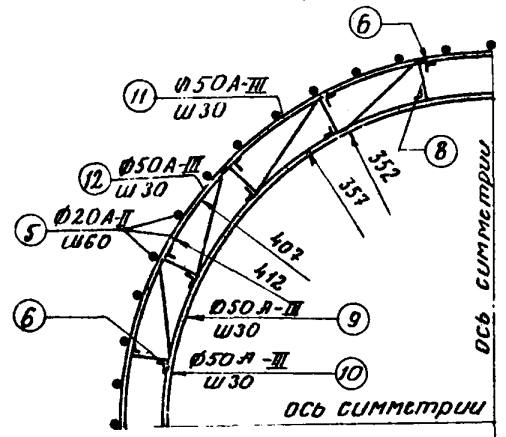
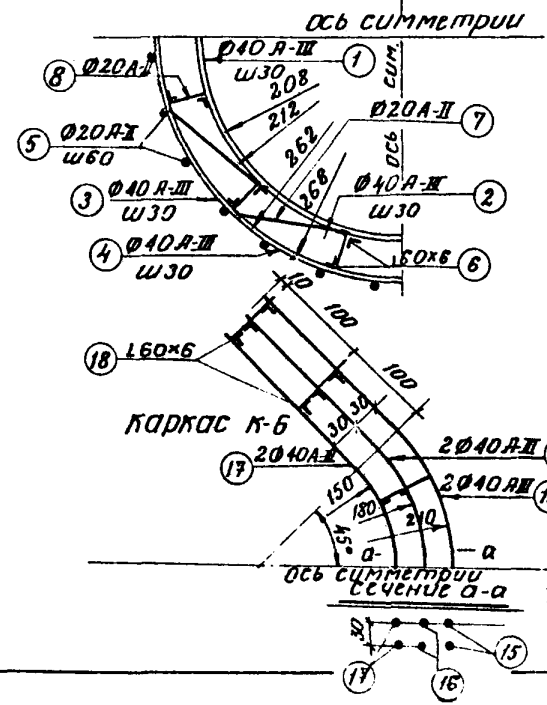


Рис. 1. Конструктивная развилка.

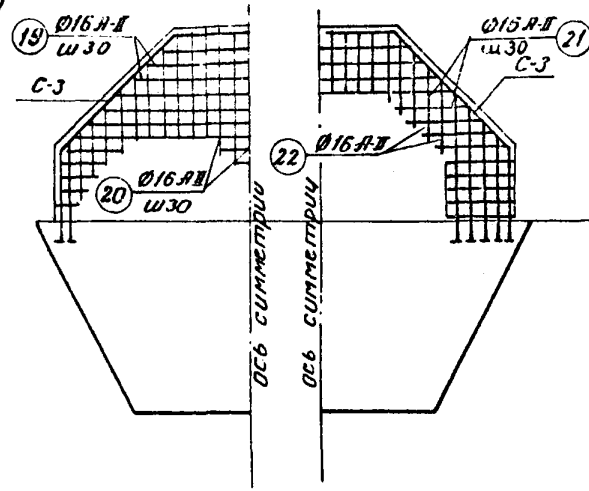
каркас К-5
масштаб 1:20



каркас К-4



сетка С-1 сетка С-2
масштаб 1:100



Выборка арматуры
на разбивку

Ø мм	мар-ка	длина м	вес кгс	
			1пм	всего
40	А-III	680	9,863	6700
50	А-II	768	15,41	11850
20	А-II	286	2,466	706
16	А-II	367	1,578	580
Ø16x6	Ст-3	148	5,42	802
			20638	

Марка арматуры	Артикул	Эскиз	Ø, мм мар-ка сталь	длина см	толщ. мм	общая длина м	
К-4	1	○ z=208	40 А-III	1306	8	404	
	2	○ z=212	40 А-III	1331	8	107	
	3	○ z=262	40 А-III	1645	8	131	
	4	○ z=266	40 А-III	1690	8	134	
	5	— 220	20 А-II	220	28	62	
	6	— 220	160x6 Ст-3	220	24	53	
	7	— 140	20 А-II	156	2x8	25	
	8	— 50	20 А-II	50	2x12	12	
К-5	9	○ z=352	50 А-II	2210	8	177	
	10	○ z=357	50 А-II	2240	8	179	
	11	○ z=407	50 А-II	2570	8	206	
	12	○ z=412	50 А-II	2580	8	206	
	5	— 220	20 А-II	220	54	119	
	6	— 220	160x6 Ст-3	220	40	88	
	8	— 50	20 А-II	50	40	20	
	14	— 133	20 А-II	149	32	48	
	К-6	15	z=210	40 А-III	730	2	15
		16	z=180	40 А-III	682	2	14
		17	z=150	40 А-III	636	2	13
		18	— 40	160x6	40	18	7
С-1	19	— 300-200	Ø16 А-II	ср 5-90	12	71	
	20	— 220-300	Ø16 А-II	ср 300	29	81	
С-2	21	— 110-600	Ø16 А-II	ср 395	14	55	
	22	— 130-330	Ø16 А-II	ср 270	27	73	
С-3	23	— 220	Ø16 А-II	240	20	48	
	24	— 220	Ø16 А-II	1290	3	39	

Рис. 2. Конструкция армирования разбивки.

Принимаем 13,3ф40 А-III = 167 см²/м

$$D_2 = 5,0 \text{ м. } \rho = 2,0 \text{ см}$$

$$K_n n_c N = 1,2 \cdot 1,445 \cdot 2,5 = 1370 \text{ тс/м}$$

$$F_a = \frac{1330 - 540 - 750}{0,92 \cdot 2,95 \cdot 2,72} = 274 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем 13,3ф 50 А-II = 264 см²/м

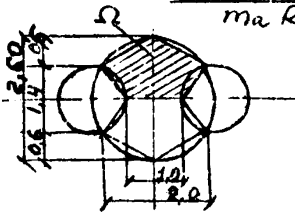
Сечение арматуры каркаса К-6 определяется из расчёта на восприятие равнодействующей проекции давления на плоскость, нормальную к оси развилки и составляет примерно

$$\Omega = \frac{1,0 + 2,0}{2} \cdot 0,7 + \frac{2,0 \cdot 0,6}{2} = 1,65 \text{ м}^2.$$

$$K_n n_c N = 1,2 \cdot 1,65 \cdot 455 = 905 \text{ тс.}$$

$$\frac{K_n n_c N - m_a R_a F_a}{m_a R_a} = \frac{905 - 0,92 \cdot 2,95 \cdot 2,0 \cdot 100 \cdot 1,41}{0,92 \cdot 3,75} = 42,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6ф40 А-III = 75,4 см².
/см. рко.2/



Пример № 2.

Запроектировать спиральную камеру применительно к условиям Рогунской ГЭС. Сооружение I класса. $K_n = 1,25$.

Внутренний максимальный диаметр $D_i = 5,70$ м, $Z_c = 2,85$ м.
/см.рис. 3/.

Максимальный статический напор - 310 м.

Гидродинамический напор максим. - 400 м.

Расчётный напор - 227 м.

Оснщенное сочетание нагрузок $n_c = 1$, $m_a = 1,15 \cdot 0,8 = 0,92$

При учете максимального гидродинамического напора = 0,90.

Стальная оболочка из стали 09Г2 $R = 2,85$ тс/см²,

$\delta = 30$ мм.

Арматура из стали А-III $R_a = 3,75$ тс/см². Бетон марки 250.

Сечение 1. $P_c = 400$ тс/м², $n_c = 0,90$, $F_s = 3 \times 100$ см²,

$Z_c = 2,85$ м /см.рис.1/

$$\bar{F}_a = \frac{K_n n_c P_c Z_c^2 - m_a F_s R}{m_a R_a} = \frac{1,25 \cdot 0,90 \cdot 400 \cdot 2,85 \cdot 1 - 0,92 \cdot 300 \cdot 2,85}{0,92 \cdot 3,75} = \frac{1280 - 782}{3,45} = 145 \text{ см}^2 \text{ м};$$

$4 \times 3,33 = 13,3$ ϕ 40 А-III = 168 см²

Проверка сечения у статора

$a = \frac{11,99}{2} = 6,0$ м, $c = 8,66$ м

$$N_a = P_c Z_c \frac{a+c}{2a} = 400 \cdot 2,85 \cdot \frac{6+8,66}{2 \cdot 6} = 1390 \text{ тс/м}$$

В сечении у статора работает консольная арматура, ребра и оболочка. Шаг ребер 40 см, арматура 2 ϕ 60 А-II на ребро.

5 ϕ 60 А-II на 1 п.м. = 141,3 см²

Оболочка $\delta = 3$ $F = 300$ см²

Ребра $\frac{3 \times 40}{0,4}$ $F = \frac{300}{0,4}$ см²

741,3 см² > 600 см²

$$F_c + F_a = \frac{K_n n_c N_s}{m_a R} = \frac{1,25 \cdot 0,90 \cdot 1390}{0,92 \cdot 2,85} = 600 \text{ см}^2$$

$$R = R_a = 2,85 \text{ тс/см}^2$$

Проверка сечения металла на горизонтальном диаметре

$$Z = 11,51 + 0,33 = 11,84 \text{ м} \quad \text{шаг} = \frac{30,11,84}{8,66} = 41 \text{ см}$$

$$F_a = \frac{168,30}{41} = 123 \text{ см}^2/\text{м} > 98 \text{ см}^2/\text{м}$$

$$N_a = P \cdot Z_c \cdot \frac{a+c}{2a}; \quad N_a = \frac{400 \cdot 2,85(11,51+8,66)}{2 \cdot 11,51} = 1000 \text{ тс}$$

$$F_a = \frac{K_n \cdot n_c \cdot N_a - m_a F_a R}{m_a R_a} = \frac{1,25 \cdot 0,90 \cdot 1000 - 0,92 \cdot 3 \cdot 100 \cdot 2,85}{0,92 \cdot 3 \cdot 75} = 98 \text{ см}^2/\text{м}$$

Зечение 7.

$$R = 400 \text{ тс/м}^2, \quad n_c = 0,90, \quad F_0 = 2,6 \cdot 100 \text{ см}^2, \quad Z = 2,39 \text{ м.}$$

$$F_a = \frac{K_n \cdot n_c \cdot N - m_a F_0 R}{m_a R_a} = \frac{1,25 \cdot 0,90 \cdot 400 \cdot 2,39 - 0,92 \cdot 260 \cdot 2,85}{0,92 \cdot 3 \cdot 75} =$$

$$= 117 \text{ см}^2/\text{м}$$

$$10 \text{ ф } 40 \text{ А-Ш} = 125,7 \text{ см}^2/\text{м}$$

Проверка консольной арматуры. Шаг ребер 40 см. 2ф 60 мм на ребро. $F_a = 141,3 \text{ см}^2/\text{м}$

$$\text{Оболочка } d^1 = 2,6 \text{ см} \quad F_0 = 260 \text{ см}^2/\text{м}$$

$$\text{Ребра } \frac{3 \times 40}{0,4} \cdot \frac{300 \text{ см}^2/\text{м}}{701,3 \text{ см}^2/\text{м}} > 485 \text{ см}^2/\text{м}$$

$$a = 6,0 \text{ м, } c = 10,55 - 2,39 = 8,16$$

$$N_c = P_c Z_c \frac{a+c}{2a} = 400 \cdot 2,39 \frac{6+8,16}{2,6} = 1130 \text{ тс/м}$$

$$F_0 + F_a = \frac{1,25 \cdot 0,90 \cdot 1130}{0,92 \cdot 2,85} = 485 \text{ см}^2$$

Проверка достаточности сечения на горизонтальном диаметре

$$Z = 10,54 + 0,33 = 10,87 \text{ м.}$$

$$\text{Шаг } \frac{30 \cdot 10,86}{8,16} = 40 \text{ см, } F_a = \frac{125,7 \cdot 30}{40} = 94 \text{ см}^2/\text{м}$$

$$N_c = 400 \cdot 2,39 \frac{10,87 + 8,16}{2 \cdot 10,87} = 840 \text{ тс/м}$$

$$F_a = \frac{1,25 \cdot 0,90 \cdot 840 - 0,92 \cdot 200 \cdot 2,85}{0,92 \cdot 3,75} = 76,94$$

Сечение 13.

$$R_c = 400 \text{ тс/м}^2; \quad n_c = 0,90; \quad F_0 = 2 \times 100 \text{ см}^2$$

$$z = 1,85 \text{ м.}$$

$$F_a = \frac{1,25 \cdot 0,90 \cdot 400 \cdot 1,85 \cdot 1 - 0,92 \cdot 200 \cdot 2,85}{0,92 \cdot 3,75} = 91 \text{ см}^2/\text{м}$$

$$10 \text{ ф } 36 \text{ А-III} = 101,8 \text{ см}^2/\text{м}$$

Проверка сечения консольной арматуры.

Шаг ребер 40 см 2 ф 60 А-II на I п.м. 5 ф 60 А-II = 141,4 см²/м

Оболочка 200 см²

Ребра 300 см²

$$641,4 \text{ см}^2/\text{м} > 354 \text{ см}^2/\text{м}$$

$$N_a = 400 \cdot 1,85 \frac{6 + 7,55}{2 \cdot 6,0} = 830 \text{ т}$$

$$F_a n_b = \frac{1,25 \cdot 0,90 \cdot 830}{0,92 \cdot 2,85} = 354 \text{ см}^2$$

$$c = 9,40 - 1,85 = 7,55 \text{ м.}$$

Проверка сечения на горизонтальном диаметре.

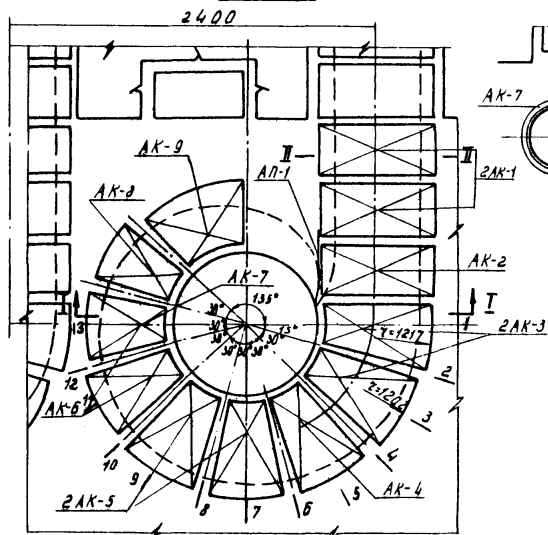
$$z = 9,40 + 0,33 = 9,73 \text{ м.} \quad \text{Шаг } \frac{30 \cdot 9,73}{7,55} = 38,8 \text{ см.}$$

$$F_a = \frac{101,8 \cdot 30}{38,8} = 79,0 \text{ см}^2/\text{м} > 62,0 \text{ см}^2/\text{м}$$

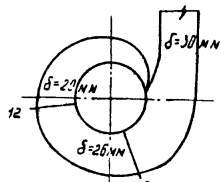
$$F_a = (1,25 \cdot 0,90 \cdot 400 \cdot 1,85 \frac{9,73 + 7,55}{2 \cdot 9,73} - 0,92 \cdot 200 \cdot 2,85) \frac{1}{0,92 \cdot 3,75} = 62,0 \text{ см}^2/\text{м.}$$

Фрагменты конструкции приведены на рисунке 3.

План размещения армоконструкций
М. 1:200

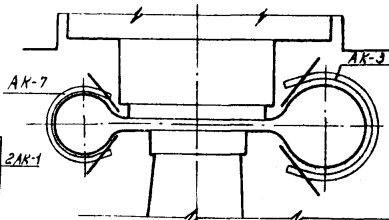


План
толщина стальной оболочки

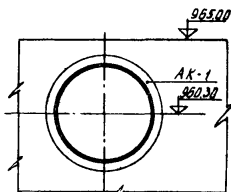


Сечение I-I

65



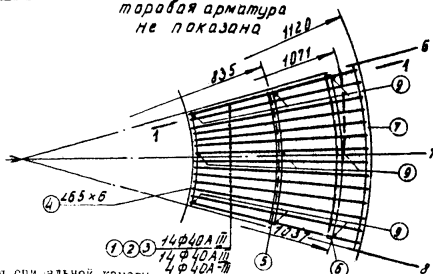
Сечение II-II



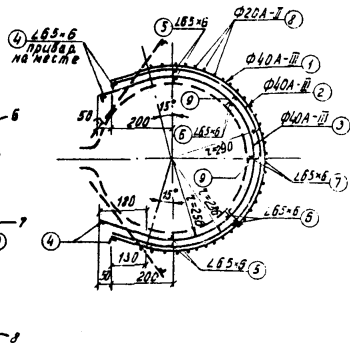
Спецификация
арматуры на АК-5

Марка	Позиция	Зск ус	Фиксированная длина	Длина, см	Кол-во	Общая длина, м	
АК-5	1	2	220	40	1333	14	186,6
	2	3	220	40	1278	14	179,0
	3	4	256	40	1307	14	183,0
	4	5	2800	2650	315	4	12,6
	5	6	2800	437	4	17,35	
	6	7	2800	335	4	21,4	
	7	8	2800	576	2	11,50	
	8	9	2800	475	36	171,5	
	9	10	2800	115	15	17,3	
Вес АК-5						5,3 м.	

АК-5
таровая арматура
не показана



по 1-1

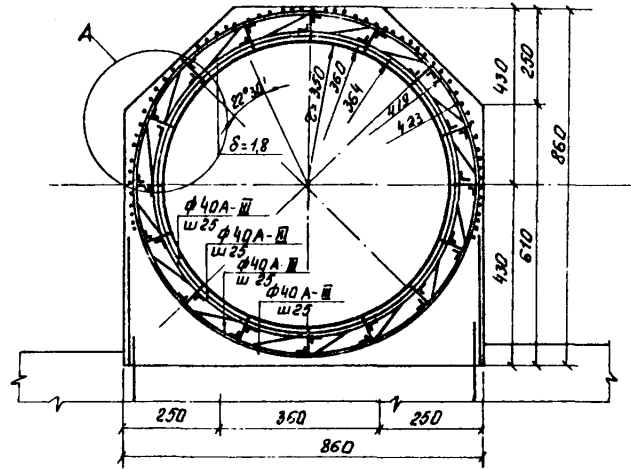
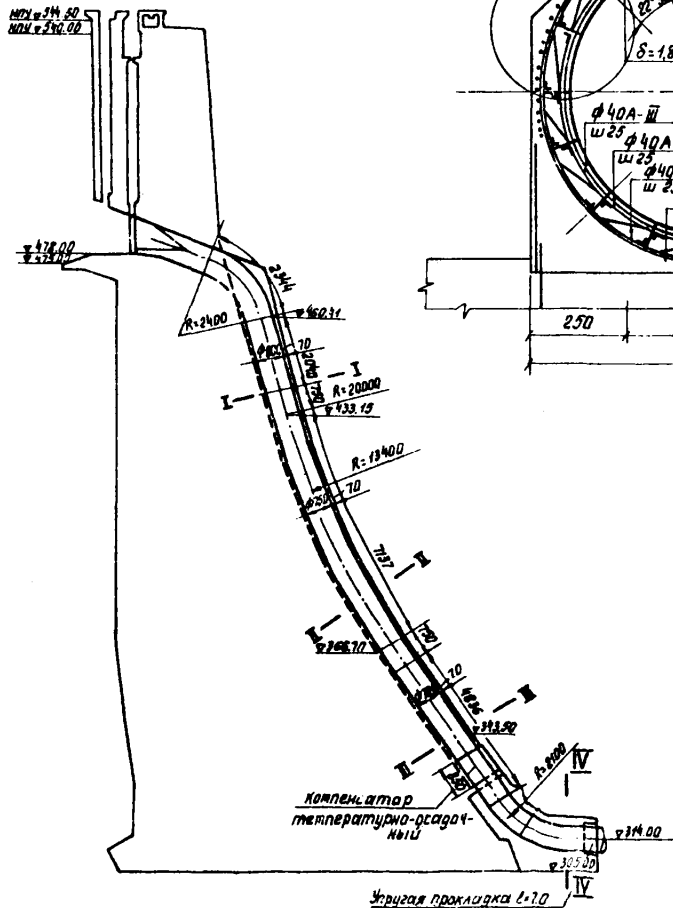


6 Рис. 3. Конструкция спиральной камеры.

Сечение IV-IV

66

Разрез по турбинному
трубопроводу
м 1:500



Деталь "А"

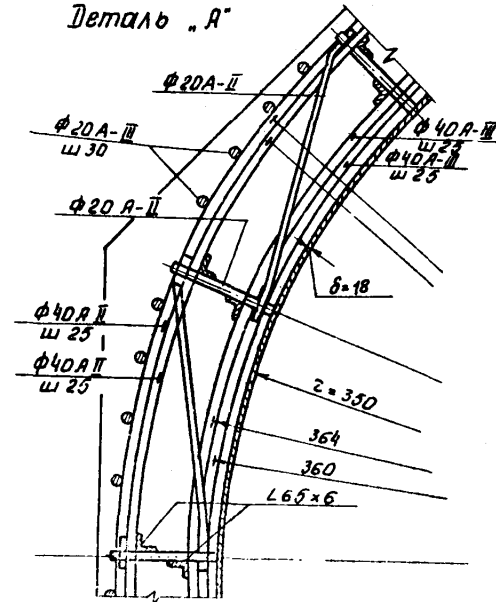


Рис. 4. Сталежелезобетонный турбинный трубопровод на бетонной площадке.

Пример № 3.

Запроектировать турбинный водовод применительно к условиям Саяно-Шушенской ГЭС (рис.4). Сооружение I класса.

Внутренний диаметр $D_c = 8,0 - 7,0$ м.

Максимальное внутреннее давление $P_c = 216$ тс/м².

Основное сочетание нагрузок $m_a = 0,92$

Стальная оболочка из стали 09Г2 $R = 2950$ кгс/см²

Арматура А-III $R_a = 3750$ кгс/см², бетон марки 250

$\gamma_n = 1,25$, $n_c = 1$.

Сечение I-I.

$D_c = 8,0$ м, толщина оболочки $\delta = 14$ мм, $P_c = 115,3$ тс/м²

$$F_a = \frac{k_n n_c N - m_a F_o R}{m_a R_a} ; N = P_c \gamma_n v = 115,3 \cdot 1,4 \cdot 1 = 462 \text{ тс/м}$$

$$F_a = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 462 - 0,92 \cdot 1,4 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 57,2 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем 6,67 ф 32 А-III = 69,6 см²/м, шаг 30 см 2 ф 32

Сечение II-II.

$D_c = 7,5$ м, $\delta = 14$ мм, $P_c = 197,3$ тс/м²

$$N = 197,3 \cdot 3,75 = 740 \text{ тс/м}; F_a = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 740 - 0,92 \cdot 1,4 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 158 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем 13,3 ф 40 А-III = 167 см²/м

Сечение III-III.

$D_c = 7,0$ м, $\delta = 16$ мм, $P_c = 252,5$ тс/м²

$N = 252,5 \cdot 3,51 = 785$ тс/м.

$$F_a = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 785 - 0,92 \cdot 1,6 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 160 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем 13,3 ф 40 А-III = 167 см²/м

Сечение IV - IV /колено и нижний участок/.

$$D = 7,0 \text{ м}, \quad \delta = 18 \text{ мм}, \quad P_n = 226 + 41,5 = 267,5 \text{ тс/м}^2$$

$$N = 267,5 \cdot 3,5 \cdot 1 = 93,5 \text{ тс/м}.$$

$$F_a = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 935 - 0,92 \cdot 1,8 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 200 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем 16 ф 40 А-Ш = 201 см²/м.

В нижнем колене расчётной анкеровки не требуется, так как оно прижимается давлением воды к основанию.

Для сопоставления приводится расчёт для сечения IV-IV с учётом собственного веса трубопровода $h = 0,3 \text{ м}$, $\rho = 2,5 \text{ тс/м}^3$, коэффициент перегрузки $\eta = 1,2$ / и изменения давления воды в пределах сечения. Расчёт выполнен по программе ТК 1А. Спиралине принято на дуге сектора 90°.

Расчёт произведен по среднему радиусу $Z = 3,90 \text{ м}$ при

$$K_{I-g} = 10 \text{ тс/м}^3 \quad / K_0 = 0,001 \text{ кгс/см}^3/.$$

$$K_{I-III} = \frac{200000 \cdot 10 \cdot 10}{390} = 510000 \text{ тс/м}^3.$$

Расчет произведен с учётом жесткости металла из-за образования трещин $\gamma_a = 1$.

$$E_{об} = 2,1 \cdot 10^{11} / \text{тс м}^2, \quad F_a = 0,0490 \text{ м}^3/\text{м}; \quad \gamma_a = 0,0037 \text{ м}.$$

Результаты расчёта приведены на рис. 5.

Расчёт по среднему диаметру даёт завышенное значение величины нормальных сил. Значение их следует принимать с поправочным коэффициентом $\frac{\gamma_f}{Z} = 0,92$. Эти величины указаны в скобках.

Рассмотрение контрольного расчёта показывает, что во всех сечениях имеет место растяжение центрального и максимальный эксцентриситет составляет 0,023 см, что можно и не учитывать. Следовательно выполнение расчёта по котельной формуле нужно считать допустимым.

Сечение ⁶⁹ $\bar{I}\bar{Y} - \bar{I}\bar{Y}$

Расчет по программе ТКИА

Нагрузки:

собственный вес $\gamma_{об} h_{об}$

гидростатическое давление

с учетом его изменения по

высоте. P_0 в шельге = 276 Тс/м^2

$z = 3,90 \text{ м}$; $h_{об} = 0,8 \text{ м}$; $\frac{z}{z_0} = 0,92$

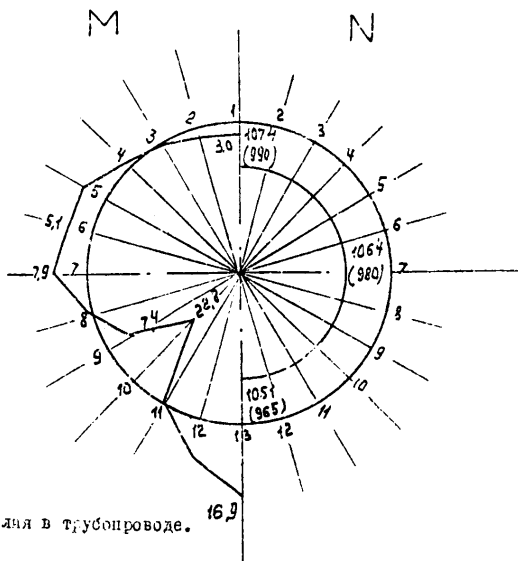
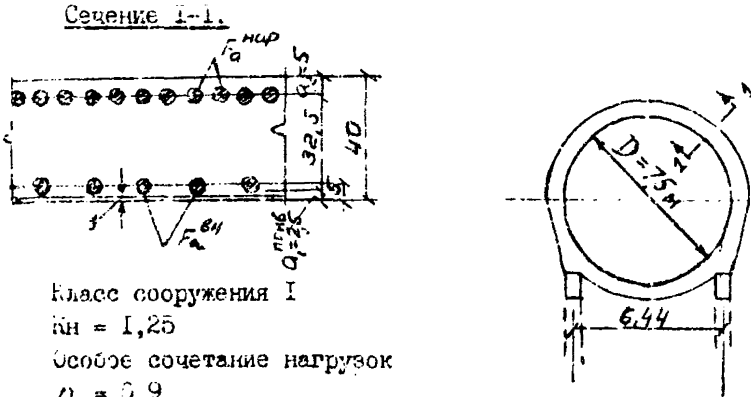


Рис.5. Усилия в трубопроводе.

Пример 4. (Выполнен ГТО № 2).

Напорный сталежелезобетонный трубопровод Загорской ГАЭС.
Расчет поперёк потока секции С-18.

Внутренний диаметр трубопровода 7,5 м. Толщина стенки
- 40 см.



Класс сооружения I

$\alpha_n = 1,25$

Особое сочетание нагрузок

$\beta_c = 0,9$

Арматура класса А-III

$R_a = 3600 \text{ кгс/см}^2$

$m_{a2} = 1,15$ / более 10 стержней в сечении/

$m_{a3} = 0,8$

$m_a = m_{a2} \cdot m_{a3} = 1,15 \times 0,8 = 0,92$

Толщина стальной оболочки

$\delta = 1,0 \text{ см.}$

Марка стали оболочки 09г2-с

$R_s = 2900 \text{ кг/см}^2$

Требуется определить площадь сечения кольцевой арматуры.

Сечение стальной оболочки на I п.м., приведенное к арматуре
класса А-II.

$$F_o^{\text{прив}} = 100 \times \frac{2,9}{2,6} = 20,5 \text{ см}^2$$

Нагрузки:

Статическое давление в шельге

122,8 тс/м²

Гидравлический удар

38,1 тс/м²

Пульсация с К перегр. $\lambda = 1,2$ $3,0 \text{ тс/м}^2$ $163,9 \text{ тс/м}^2$

Собственный вес трубопровода.

Вес воды в трубопроводе

Температурный перепад

для зимы $37,3^\circ\text{C}$ для лета 14°C .

Расчетные усилия:

От внутреннего давления воды $614,6 \text{ тс}$

От собственного веса тр-да /по программе PASC/

$$M_{\text{max}}^{\text{нар}} = 4,2 \text{ тм}, \quad N = -7,7 \text{ тс},$$

$$M_{\text{max}}^{\text{вн}} = 4,7 \text{ тм}, \quad N = 4,3 \text{ тс}.$$

От веса воды /по программе PASC/

$$M_{\text{max}}^{\text{нар}} = 4,5 \text{ тм}, \quad N = 3,5 \text{ тс}$$

$$M_{\text{max}}^{\text{вн}} = 6,1 \text{ тм}, \quad N = 24,3 \text{ тс}$$

От температурного перепада /по программе SM-4/

$$\text{/зима/ } M^{\text{нар}} = 5,3 \text{ тм},$$

$$\text{/лето/ } M^{\text{вн}} = 2,2 \text{ тм}.$$

Определение $F_{a \text{ max}}^{\text{нар}}$:

$$\sum M_{\text{max}}^{\text{нар}} = 14,5 \text{ тм}$$

$$\sum N = 610,2 \text{ тс}$$

$$e_0 = \frac{14,5}{610,2} = 0,0238 \text{ м}$$

$$e' = \frac{0,40}{2} = 0,025 + 0,0238 = 0,1988 \text{ м}$$

$$F_{a \text{ max}}^{\text{нар}} = \frac{K_n D_n N e'}{m_a P_a (1 - a')} = \frac{1,25 \times 0,9 \times 610,2 \times 0,1988}{0,92 \times 3,6 \times 10,35 - 0,0257} = 126,6 \text{ тс}.$$

Определение $F_{a \text{ max}}^{\text{вн}}$:

$$\sum M_{\text{max}}^{\text{вн}} = 13,0 \text{ тсм}$$

$$\sum N = 643,2 \text{ тс}$$

$$e_0 = \frac{13,0}{643,2} = 0,0202 \text{ м.}$$

$$e' = \frac{0,40}{2} - 0,05 + 0,0202 = 0,1702 \text{ м}$$

$$F_{a, \text{max}}^{\text{вн}} = \frac{1,25 \times 0,9 \times 643,2 \times 0,1702}{0,9 \times 3,6 / 0,375 - 0,05} = 114,4 \text{ см}^2 \text{ А-III}$$

Принимаем: для наружной кольцевой арматуры ф 40 А-III шаг 10 см
 $F_a = 125,6 \text{ см}^2$ - недоармирование 1,4%
 для внутренней арматуры
 ф 32А-III шаг 20 см $F_a = 40,2 \text{ см}^2$ - переармирование 5,9%.

Пример № 5.

Рассчитать армирование трубопровода в месте примыкания его к массиву развилки.

Трубопровод $D=10$ м; давление максимального гидродинамического напора $P=200$ тс/м²; $h=1/4$, $Z_{cp}=5,5$ м, марка бетона ≥ 200 .

Расчёт выполнен в соответствии с разделом "Резервуары и водонапорные башни", учебник "Железобетонные конструкции" Сахновского К.В.

Упругая характеристика трубопровода

$$S_1 = 0,76 \sqrt{h Z_{cp}} = 0,76 \sqrt{1,5 \cdot 5,5}; \quad S_{1,1} = 1,78 \text{ м}$$

$$S_{1,2} = \frac{S_1^2}{E} = 1,58 \quad S_{2,2} = \frac{S_2^3}{E} = 2,83$$

$$\Delta_{1P} = 0; \quad \Delta_{2P} = \frac{PS, \gamma}{4} = \frac{200 \times 1,78^4}{4} = 500$$

ЕУ кратные перемещения.

При условии жесткой заделки

Уравнения

$$1,78 Q + 1,58 H = 0$$

$$H = 350 \text{ тс}$$

$$1,53 Q + 2,83 H = 500$$

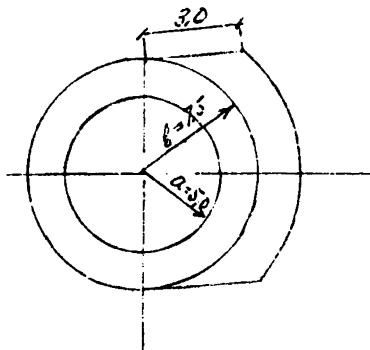
$$Q = -313 \text{ тсм}$$

Если учесть податливость конструкции развилки.

В соответствии с разделом "Плоская задача в полярных координатах" книги "Теория упругости" Тимошенко С.П.

$$E \gamma u = \frac{E \gamma}{E} \left[\frac{1+\nu}{2} \frac{a^2 b^2 P}{b^2 - a^2} + \frac{(1-\nu) a^2 P r^2}{r^2 - a^2} \right] =$$

$$= \frac{P a^2 \gamma}{r^2 - a^2} \left[\frac{1+\nu}{2} b^2 + \frac{(1-\nu) r^2}{2} \right]$$



$$\text{прл } Z = a \quad \nu = 0,15 \quad e' = 7,5 \text{ м} \quad a = 5,6 \text{ м}$$

$$U E Y = \frac{200 \cdot 5^2}{12} \left[\frac{1,15 \times 7,5^2}{5} + 0,85 \times 5 \right] = 1,16 \text{ P}$$

$$Y_1 = \frac{1 \times 1^3}{12} \text{ м}^4$$

тогда уравнения

$$1,78 q + 1,58 H = 0$$

$$1,58 q + 2,88 H = 500 - \frac{3 \times 200 + H}{3,0} \quad 1,16$$

$$1,78 q + 1,58 H = 0 \quad H = 227 \text{ тс}$$

$$1,58 q + 3,26 H = 422,5 \quad q = -202 \text{ тсм}$$

Полученный результат существенно благоприятнее, чем без учета податливости.

Значения изгибающих моментов по образующей

$$M_x = q \eta_1 + (q + H) \eta_2 = -202 \eta_1 + (-202 + 1,78 \times 227) \eta_2$$

$$M_x = -202 \eta_1 + 203 \eta_2$$

Значения нормальной силы

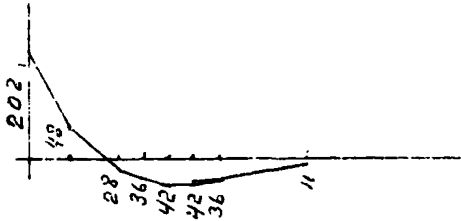
$$N_x = N + \frac{4z}{3} [q \delta_{12} \eta_2 - (q + H) \delta_{22} \eta_1]$$

$$N_x = 200,5 + \frac{4 \times 5,5}{10} [-202 \times 1,58 \eta_2 - (-202 \times 1,58 + 227 \times 2,83) \eta_1]$$

$$= 1000 - 700 \eta_2 - 710 \eta_1$$

$\frac{6z}{l} = \frac{x}{a}$	η_1	$-202 \eta_1$	η_2	$203 \eta_2$	M_x	X
0	I	-202	0	0	-202	0
0,5	0,532	-107	0,291	59	-48	0,89
1,0	0,199	-40	0,310	63	28	1,78
1,2	0,103	-21	0,281	57	36	2,14
1,5	0,016	-3	0,222	45	42	2,67
1,7	-0,024	4,8	0,181	37	42	3,02
2,0	-0,056	11	0,123	25	36	3,56
3,0	-0,0493	10	0,007	1	11	5,35

Эпюра изменения изгибающего момента по образующей



В сумме нормальные силы в водоводе и в кольце развилки остаются постоянными и только перераспределяются. Поэтому не представляется необходимым снимать кольцевую арматуру на последнем метре трубопровода и располагать ее в массиве развилки.

Расчёт железобетонных сечений

$$M = 202 \text{ тсм}; \quad h_0 = 0,95; \quad R_{np} = 900 \text{ тс/см}^2$$

$$F_0' = 200 \text{ см}^2$$

$$A_0 = \frac{k_n \eta_c M}{l h_0^2 m_s R_{np}} = \frac{1,25 \times 1 \times 202}{1 \times 0,95^2 \times 1,15 \times 900} = 0,269$$

$$\delta_0 = 0,85$$

$$F_a = \frac{k_n \eta_c M}{\delta_0 h_0 m_a R_a} = \frac{1,25 \times 1 \times 202}{0,85 \times 0,95 \times 1,15 \times 3,75} = 73 \text{ см}^2$$

Свядную оболочку можно вводить в расчёт при условии обеспечения ее совместной работы с железобетонной конструкцией.

$$M = 42,0 \text{ тсм} \quad h_0 = 0,95 \quad F_0 = 200 \text{ см}^2$$

$$A_0 = 0,056 \quad \delta_0 = 0,97$$

$$F_a = \frac{1,25 \times 1 \times 42,0}{0,97 \times 0,95 \times 1,15 \times 3,85} = 17,4 \text{ см}^2 < 200 \text{ см}^2$$

Армирования не требуется.

При учёте податливости массива развилки величина " σ " значительно уменьшается и сечение продольной арматуры также может быть соответственно уменьшено. Однако в пределах 0,5 армирование в примыкании должно быть усилено, так как при испытаниях наблюдается образование кольцевых трещин в месте примыкания трубопровода к массиву.

Принимается армирование IO ф 32 АШ = 80,4 см²/м на длину $l = 1,0$ м.

Пример № 5. Запроектировать плоский сталежелезобетонный затвор с металлической листовой облицовкой с обеих сторон железобетонной плиты применительно к проекту защиты г. Ленинграда от наводнений (водопрпускные сооружения). Сооружение I класса капитальности. Габариты затвора: толщина плиты $h = 1,67$ м, пролет в сьету $L = 24,4$ м, высота - 7 м, вес около 500 т. Тип затвора изображен на рис. 6. Статический расчет затвора выполнен на ЭВМ "М-220" по программе "Плита" на поверхностные нагрузки в различных комбинациях. Наиболее неблагоприятным оказалось сочетание нагрузок от гидростатического давления воды и навала льда на длине $l = 14,5$ м в верхней части плиты (зимний вариант). При этом сочетании нагрузок максимальный изгибающий момент в середине пролета плиты затвора $M = 586$ т.м. Ширина расчетной полосы $b = 100$ см. В соответствии с указаниями п. 3.2 СНиП II-50-74 для сооружений I класса капитальности при основном сочетании нагрузок $K_{\Sigma} \cdot \gamma_0 = 1,25 \cdot 1,0 = 1,25$.

По технологическим условиям минимальная толщина листовой облицовки принята $\delta = 8$ мм (и со стороны Финского залива, и со стороны р. Невы). Листовая облицовка выполнена из стали марки С912С с расчетным сопротивлением $R_s = 3600$ кг/см² в соответствии с таблицей 51 приложения I СНиП II-23-81. Стержневая арматура класса А-III с расчетными сопротивлениями $R_{a1} = 3750$ кг/см², $R_{a2} = 3000$ кг/см². Бетон марки М400 с $R_{np} = 175$ кг/см², $R_{p2} = 18$ кг/см²; $E_c = 3,5 \cdot 10^5$ кг/см². Коэффициенты условий работы приняты в соответствии с таблицей 6 СНиП II-56-77: для листовой арматуры $m_a = m_{a2} \cdot m_{a3} = 0,8 \cdot 1,1 = 0,88$, для стержневой арматуры $m_a = m_{a2} \cdot m_{a3} = 0,8 \cdot 1,15 = 0,92$.

Количество расчетной стержневой арматуры определяется в соответствии с указаниями п. 6.3 настоящего "Пособия" по формуле:

$$\bar{F}_a = \frac{K_n \gamma_0 M}{z m_a R_a} - \frac{m_a F_0 R}{m_a R_a}; \quad z = \gamma_0 h_0, \quad h_0 = 155 \text{ см}$$

Величина γ_0 определяется по графику, изображенному на рис. 1 приложения I настоящего "Пособия", в зависимости от величины

$$A_0 = \frac{K_n \gamma_0 M}{m_5 \delta h_0^2 R_{np}}$$

m_b - коэффициент условий работы бетона принят по таблице 2 СНиП П-56-77, $m_b = 1,15$

$$A_0 = \frac{1,25 \cdot 586 \cdot 10^5}{1,15 \cdot 100 \cdot 153^2 \cdot 1,15} = 0,15; \quad \gamma_0 = 0,915$$

$$Z = 0,915 \cdot 155 = 142 \text{ см}$$

На I п.м. ($b = 100$ см) по высоте затвора поставлена в 2 ряда арматура в количестве $5 \phi 18$ (приварены к листовой облицовке) и $5 \phi 45$ (см. сетки С-2 на рис. 6).

Расчет анкерской листовой облицовки.

Анкеровка листовой облицовки осуществляется посредством наклонных стержневых анкеров $\phi 10$ АП ($R_a = 2850 \text{ кг/см}^2$), объединенных с продольной стержневой арматурой в сетки (С-2 и С-2' на рис. 6). Количество сеток на I п.м. по высоте затвора

$n = 5$ штук, угол наклона стержневых анкеров к плоскости листа $\alpha = 25^\circ$.

Величина усилия T_1 , воспринимаемого наклонным анкером диаметром d_a , определяется по формуле, предлагаемой в книге: Н.Н.Стреленский "Сталежелезобетонные пролетные строения мостов", Москва, 1981.

$$T_1 = R_a \cdot f_a \cdot \cos \alpha \cdot d + 100 \cdot d_a^2 \cdot \sqrt{R_{np}} \cdot \sin \alpha, \quad \text{где}$$

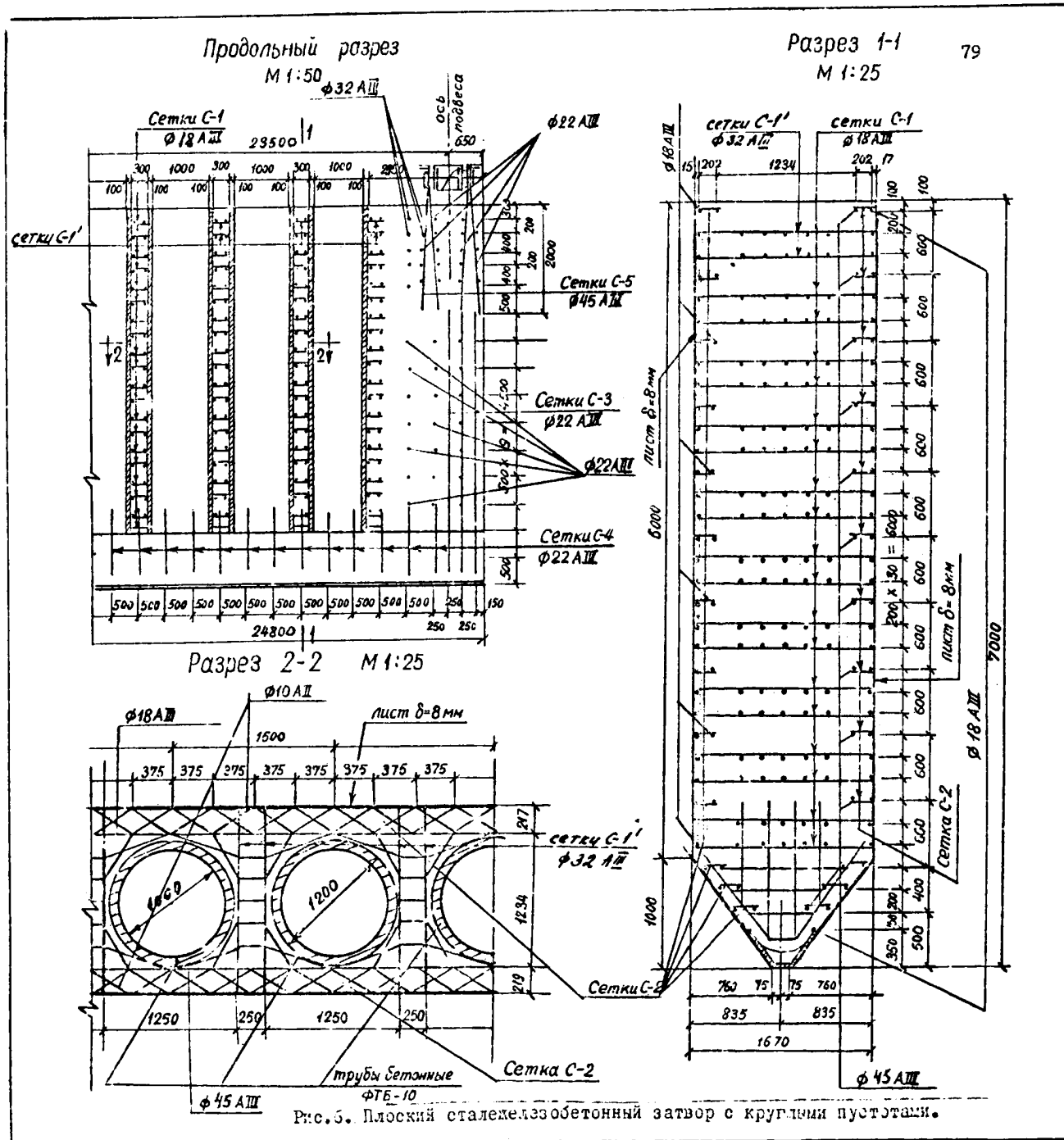
R_a, f_a - расчетное сопротивление и площадь сечения анкера,

$$T_1 = 2850 \cdot 0,785 \cdot 0,9038 + 100 \cdot 1^2 \cdot \sqrt{1752} \cdot 0,4331 = \\ = 2020 + 57 = 2077 \text{ кг} \approx 2,08 \text{ т}$$

Величина усилия, воспринимаемого анкерами на ширине плиты затвора,

$$Q = 1,0 \text{ м} \quad \Gamma = 5T_1 = 5 \cdot 2,08 = 10,4 \text{ т}$$

Величина скалывающих напряжений в средней части плиты при $Q = 102,6 \text{ т}$ (соответствует $M = 536 \text{ т.м.}$)



$$t = t_0 = \frac{Q}{0,98h_0} = \frac{102,6 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 100 \cdot 155} = 7,35 \text{ кг/см}^2 = 73,5 \text{ т/м}^2$$

Величина суммарного скалывающего усилия на полупролете плиты ($l/2 = 12,2$ м) при ширине $b = 1$ м составляет

$$T_c = 0,7 \frac{73,5 \cdot 12,2}{2} = 313 \text{ Т}$$

Определяем необходимое количество наклонных анкеров в полупролете плиты:

$$n_c = \frac{T_c}{T} = \frac{313}{10,4} = 30 \text{ анкеров}$$

Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы.

Расчет выполняется в соответствии с указаниями п.п.3,24 + 3,27 СНиП II-56-77.

Из расчета на ЭМ получены величины поперечных сил при различных сочетаниях нагрузок. Максимальная величина поперечной силы на приопорных участках в средней части плиты затвора составляет

$Q = 102,6$ т, в верхней части плиты (в зоне действия навала ледяного поля) $Q_{max} = 254$ т (эпюра поперечных сил и схема теоретических, предполагаемых, и расчетных наклонных трещин представлена на рис.6).

Проверяем условие (32) для приопорных, неослабленных отверстиями, участков плиты затвора.

Средняя часть плиты: $Q_{max} = 102,6$ т

$$k_n n_c Q \leq 0,25 m_{\beta_3} R_{np} b h_0 \quad (32)$$

$m_{\beta_3} = 1,15$ коэффициент условий работы бетона принимаемый по табл.2 СНиП II-56-77

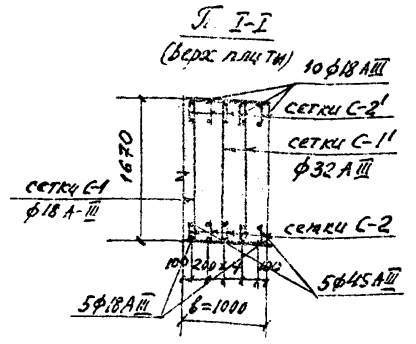
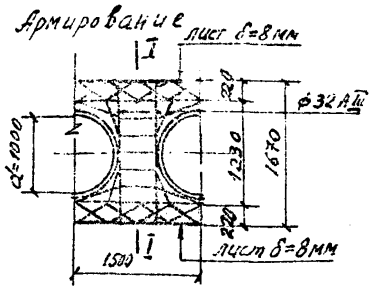
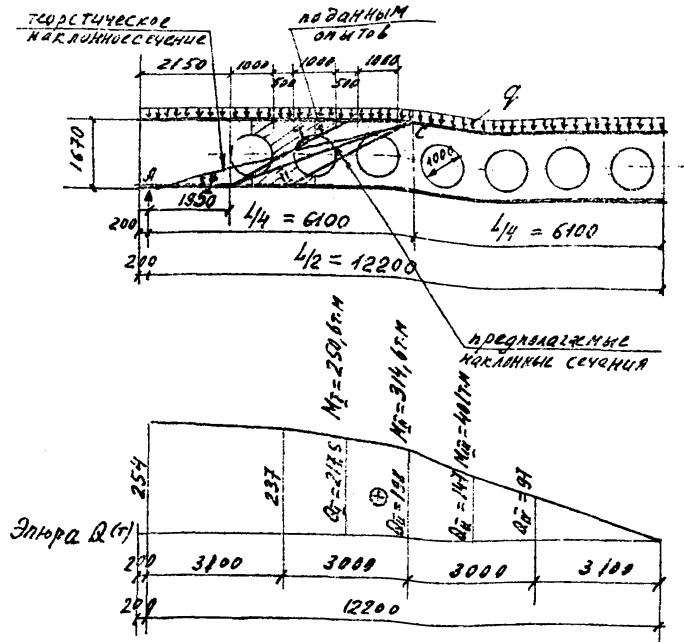


Рис.7. Расчет на поперечную силу по наклонным сечениям.

$$1,25 \cdot 102,6 \cdot 10^3 = 128,5 \cdot 10^3 \text{ кг} < 0,25 \cdot 1,15 \cdot 175 \cdot 100 \cdot 155 = 780 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

Условие (32) выполнено; так как затвор является плитной конструкцией требуется проверка условия (38):

$$K_{нпс} Q \leq m_{84} R_p b h_0; \quad m_{84} = 0,9 \text{ (по табл. 2)}; \quad R_p = 12 \text{ кг/см}^2$$

$$1,25 \cdot 102,6 \cdot 10^3 = 128,5 \cdot 10^3 \text{ кг} < 0,9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 155 = 168 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

При выполнении условия (38) для плитных конструкций расчет поперечной арматуры не производится, поперечная арматура устанавливается конструктивно.

Проверяем условие (32) в зоне I-го простенка (между I-м и 2-м отверстиями), $Q_I = 74 \text{ т}$.

Определяем приведенную высоту сечения, ослабленного отверстиями (затриховано на рис. 7)

$$F_8 = 150 \cdot 167 - \pi \cdot 50^2 = 25000 - 7850 = 17150 \text{ см}^2$$

$$h_{np} = \frac{17150}{150} = 114 \text{ см}; \quad h_{сnp} = 114 - 12 = 102 \text{ см}$$

$$1,25 \cdot 74 \cdot 10^3 = 92,5 \cdot 10^3 < 0,25 \cdot 1,15 \cdot 175 \cdot 100 \cdot 102 = 510 \cdot 10^3$$

Проверяем условие (38):

$$1,25 \cdot 74 \cdot 10^3 = 92,5 \cdot 10^3 \text{ кг} < 0,9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 102 = 110 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

Условия (32) и (38) выполняются для участков, ослабленных отверстиями. Дальнейший расчет следующих простенков по длине полу-пролета по мере убывания величины поперечной силы не представлен.

Верхняя часть плиты: $Q_{max} = 254 \text{ т}$

Проверим условие (32) на приопорном участке:

$$а) 1,25 \cdot 254 \cdot 10^3 = 317,5 \cdot 10^3 \text{ кг} < 0,25 \cdot 1,15 \cdot 175 \cdot 100 \cdot 155 = 780 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

Проверим условие (32) в I-м простенке (между I-м и 2-м отверстиями) $Q_T = 237 \text{ т}$

$$б) 1,25 \cdot 237 \cdot 10^3 = 296,25 \cdot 10^3 \text{ кг} < 0,25 \cdot 1,15 \cdot 175 \cdot 102 = 510 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

Условие (32) выполняется

Проверим условие (38):

$$а) 1,25 \cdot 254 \cdot 10^3 = 317,5 \cdot 10^3 \text{ кг} > 0,9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 155 = 168 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

$$б) 1,25 \cdot 237 \cdot 10^3 = 296,25 \cdot 10^3 \text{ кг} > 0,9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 102 = 110 \cdot 10^3 \text{ кг}$$

Условие (38) не выполняется, требуется постановка расчетной поперечной арматуры.

Для расчета поперечной арматуры в соответствии с требованиями СНиП П-56-77 следует определить величину Q_B — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении.

$$Q_B = k R_p b h_0 \tan \beta \quad (34)$$

Положение теоретического наиболее неблагоприятного наклонного сечения, определяемое углом β , для элемента, загруженного равномерно-распределенной нагрузкой (гидростатика + навал ледяного поля), определяется: конец наклонной трещины в сжатой зоне находится в точке приложения равнодействующий равномерно-распределенной нагрузки действующей на длине полупролета плиты $l/2 = 12,2 \text{ м}$, т.е. находится на расстоянии от опоры $l/4 = 6,1 \text{ м}$. Величины M и Q в нормальном сечении, проходящем через конец теоретического наклонного сечения следующие: $M = 314,6 \text{ т.м.}$; $Q = 198 \text{ т.}$

Угол между наклонным сечением и продольной осью элемента β определяется по формуле (37):

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{z}{1 + \frac{M}{Q h_0}}$$

$h_0 = 102 \text{ см}$ (с учетом
ослабления сечения
плиты отверстиями)

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \frac{314,6}{198 \cdot 102}} = \frac{2}{1 + 1,56} = \frac{2}{2,56} = 0,78$$

Для определения величины Q_s следует определить коэффициент $K = 0,5 + 2 \xi$, где

ξ — относительная высота скатой зоны сечения (над наклонной третиной)

$$\xi = \frac{F_a}{b h_0} \cdot \frac{R_a}{R_{sp}} + \frac{F_{\lambda}}{b h_{\lambda}} \cdot \frac{R}{R_{sp}} \quad (\text{с учетом листовой арматуры})$$

$$F_a = 92,2 \text{ см}^2; \quad F_{\lambda} = 0,8 \cdot 100 = 80 \text{ см}^2;$$

$$\xi = \frac{92,2}{100 \cdot 102} \cdot \frac{3750}{175} + \frac{80}{100 \cdot 113} \cdot \frac{3600}{175} = 0,194 + 0,146 = 0,34$$

$$K = 0,5 + 2 \cdot 0,34 = 0,5 + 0,68 = 1,18$$

$$Q_s = 1,18 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 102 \cdot 0,78 = 112000 \text{ кг} = 112 \text{ Т}$$

Расчет поперечной арматуры в наклонном сечении определяется по формуле (39), которая при армировании только одними хомутами (без отогнутой арматуры) имеет следующий вид:

$$K_n n_c Q_s \leq \xi m_a R_{a. x} F_x + m_s Q_s$$

В данном случае величина $Q_s = Q$ (см. текст пункта 3,27 СНиП П-56-77 о приложении внешней нагрузки к растянутой или скатой грани элемента).

Следовательно,

$$Q_s = Q = 254 \text{ Т}; \quad m_s = 1,15.$$

В соответствии с п. 2.18 СНиП П-56-77 коэффициент условий работы арматуры для расчетов по поперечной силе принимается по таблице 6:

$$\eta a = m a_2 m a_3 = 0,8 \cdot 1,15 = 0,92$$

Количество поперечной арматуры определяется (в пределах наклонной трещины, т.е. эта арматура должна быть распределена на пропорциональном участке и в I и II простенках):

$$\begin{aligned} \leq F_x &= \frac{k_n m_c Q - m_b Q_s}{m_n R_{a,x}} = \frac{1,25 \cdot 254 \cdot 10^3 - 1,15 \cdot 112 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 3000} = \\ &= \frac{318000 - 129000}{2760} = \frac{189000}{2760} = 68,5 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

(см. поперечное армирование, сетки С-1^I на рис.7)

При испытаниях опытных образцов -балок, моделирующих плиту затвора, первая наклонная трещина пересекла I-й простенок и имела вид наклонной трещины I, изображенной на рис.7.

Поэтому выполним расчет на поперечную силу наклонного сечения I:

Величины M и Q в вершине наклонной трещины составляют

$$M_I = 250,67 \text{ т.м}; \quad Q_I = 217,57,$$

$$\tan \beta = \frac{2}{1 + \frac{M_I}{Q_I \rho_0}} = \frac{2}{1 + \frac{250,6}{217,5 \cdot 1,02}} = \frac{2}{1 + 1,13} = 0,94$$

$$\xi = 0,34; \quad k = 1,18 \text{ (см. ранее)}$$

$$Q_s = 1,18 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 102 \cdot 0,94 = 135000 \text{ кг} = 135 \text{ т}$$

$$\leq F_x = \frac{k_n m_c Q - m_b Q_s}{m_n R_{a,x}} = \frac{1,25 \cdot 254 \cdot 10^3 - 1,15 \cdot 135 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 3000} = 59 \text{ см}^2$$

Аналогично можно сосчитать на поперечную силу возможное наклонное сечение II, пересекающее второй простенок (такой расчет был выполнен и в соответствии с ним была поставлена поперечная арматура в простенках между отверстиями по всему пролету плиты затвора).

Расчет по деформациям

Выполненный статический расчет плиты затвора на ЭМ по программе "Плита"^Х на поверхностные нагрузки дал так же величины перемещений (прогибов) точек плиты. Максимальная величина прогиба для середины плиты составила $f_{max} = 2,73$ см; относительный прогиб $\frac{f}{L} = \frac{2,73}{2440} = \frac{1}{902} < \frac{1}{600}$.

Расчет прогиба середины плиты затвора выполнялся обычным способом как для сплошной плиты без учета ослабления отверстиями. Возможность и правомерность такого расчета обусловлена данными экспериментальных исследований моделей плиты затвора. Опытные величины прогибов моделей с пустотами были практически равны, а в отдельных случаях даже меньше, величины прогибов, полученных расчетным путем без учета ослабления отверстиями. Все это объясняется большой пространственной жесткостью сталежелезобетонных плитных элементов, а также принятой в конструкциях системой дисперсного армирования, обеспечивающей высокую жесткость последних.

^Х "Программа расчета пластин на упругом основании винлеровского типа методом конечных элементов для ЭМ типа М220 (Л.А.Бурдаков, И.Ш.Фридман, Энергия, 1974)

Пример № 7. Запроектировать плоский затвор со стальными фермами и железобетонными поясами применительно к условиям Кольской ПЭС. Сооружение I класса, $K_N = 1,25$. Максимальный напор $H = 7,7$ м, толщина затвора $h = 1,0$ м, толщина железобетонных поясов $h_0 = 0,1$ м. Максимальная полосовая нагрузка при ширине полосы $b = 0,6$ м составляет $q = 7,1 \cdot 0,6 = 4,26$ т/м. Пролет затвора в свету $\lambda = 15$ м (рис.8). Для основного сочетания нагрузок $n_c = 1,0$. Допустимый относительный прогиб затвора составляет
$$\left[\frac{f}{l} \right] \leq \frac{1}{500}$$

Толщина металлического листа в верхней и нижней жел.бет. плитах принимается по технологическим условиям минимальной ($\delta = 8$ мм) в соответствии с указаниями п.5.18 настоящего "Пособия". Расчет стальных ферм на равномернораспределенную нагрузку/гидростатика, приведенную к узловой нагрузке, выполняется графическим методом путем построения диаграммы усилий. Фермы так же рассчитывались на нагрузку от свежеложенного бетона плиты. Сечения поясов фермы приняты по усилиям, полученным из диаграммы усилий, $F_{b,n} = f_{n,n} = 31,2 \text{ см}^2$ (2 уголка 100x8) из стали 09Г2 гр.2 с расчетным сопротивлением $R = 3400 \text{ кг/см}^2$. Верхний и нижний пояса фермы привариваются к стальному листу, входящему в металлический каркас сталежелезобетонных поясов (см.рис.8). Листовая арматура, толщиной $\delta = 8$ мм, из стали 09Г2С гр.2 с расчетным сопротивлением $R_s = 3400 \text{ кг/см}^2$. Стержневая арматура класса А-III с расчетным сопротивлением $R_a = 3760 \text{ кг/см}^2$. Бетон марки М400 (фибробетон с базальтовой фиброй повышенной трещиностойкости), $R_{пр} = 175 \text{ кг/см}^2$. Коэффициенты условий работы:

для профильного (уголки поясов фермы) и листового металла

$$m_a = m_{a2} \cdot m_{a3} = 1,1 \cdot 0,8 = 0,88;$$

для стержневой арматуры $m_a = m_{a2} \cdot m_{a3} = 1,15 \cdot 0,8 = 0,92$

для бетона $m_b = 1,15$ (С. 7 П-56-77, табл.2 и 6).

Величина изгибающего момента в середине пролета в нижнем сечении плиты затвора (ширина расчетной полосы $b = 0,6$ м)

составляет

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,26 \cdot 15^2}{8} = 136 \text{ т} \cdot \text{м}$$

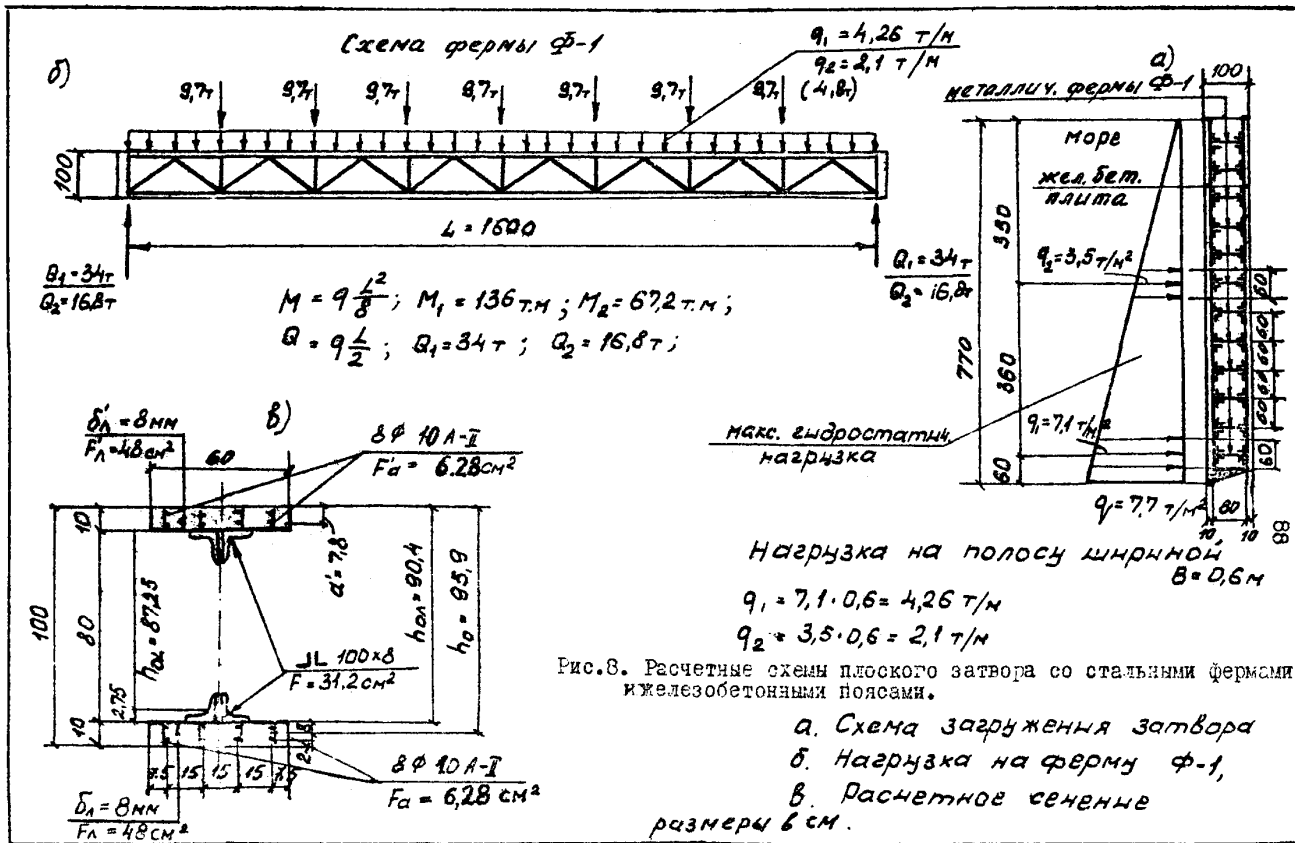


Рис. 8. Расчетные схемы плоского затвора со стальными фермами и железобетонными поясами.

а. Схема загрузки затвора

б. Нагрузка на ферму Ф-1,

в. Расчетное сечение

размеры 6 см.

В соответствии с указаниями п.6,3 настоящего "Пособия" сечение стержневой арматуры (растянутой) определяется по формуле:

$$F_a = \frac{K_n \eta_a M}{2 m_a R_a} - \frac{m F_n R}{m_a R_a} - \frac{m F_{л} R}{m_a R_a}$$

$$z = \gamma_o h_o; \quad h_o = 91.2 \text{ см}$$

Зеличина γ_o определяется в зависимости от величины $A_o = \frac{K_n \eta_a M}{m_a \gamma_o h_o^2 R_a}$ по графику, изображенному на рис. I приложения I "Пособия"

$$A_o = \frac{1.25 \cdot 136 \cdot 10^3}{1.15 \cdot 60 \cdot 91.2^2 \cdot 175} = 0.17; \quad \gamma_o = 0.91$$

$$z = 0.91 \cdot 91.2 = 83 \text{ см}$$

$$F_a = \frac{1.25 \cdot 136 \cdot 10^5}{83 \cdot 0.92 \cdot 3750} - \frac{0.88 \cdot 48 \cdot 3400}{0.92 \cdot 3750} - \frac{0.88 \cdot 31.2 \cdot 3400}{0.92 \cdot 3750} = 59.5 - 41.5 - 27.1 < 0$$

т.е. стержневая арматура по расчету не требуется, растягивающие усилия воспринимаются листовой и уголковоу арматурой. Продольную стержневую арматуру устанавливаем конструктивно 8 ϕ IO из арматуры класса А-II.

Расчет затвора по деформациям

Перемещения (прогибы) сталежелезобетонных затворов а несущими металлическими фермами от нагрузки определяются, как перемещения узлов статически определяемых ферм по известным формулам строительной механики; см. например, раздел IO.I.3 "Справочника проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений (расчетно-теоретический), книга I, Стройиздат, М., 1972, стр.559-560.

Определение перемещений (прогибов) узлов ферм выполняется аналитическим методом с учетом жесткости сталежелезобетонных поясов; при этом площадь сечения бетона приводится к металлу по формуле:

$$F_{\delta np} = \frac{F_{\delta}}{n}, \quad \text{где } n = \frac{E_m}{E_{\delta}}$$

Для выполнения расчетов целесообразно использование ЭВМ. Анализ, проведенный во ВНИИГ, показал, что при принятых в п.5.15 "Пособия по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений" соотношениях размеров плиты затворов

$\frac{1}{10} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20}$ и удовлетворения условию прочности прогибы затвора обычно составляют $\frac{1}{600} \div \frac{1}{700} l$

Прогиб рассматриваемого в настоящем примере затвора находится в пределах допустимого.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

с т р .

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
1. Общие положения.....	6
2. Сталежелезобетонные гидротехнические конструкции, их специфические особенности.....	8
3. Нагрузки, воздействия, их сочетания.....	15
4. Основные расчётные положения.....	18
5. Расчётные схемы конструкции.....	20
6. Расчёт по первому предельному состоянию на прочность.	31
7. Расчёт сталежелезобетонных элементов по раскрытию трещин.....	36
8. Конструирование.....	39
9. Особенности монтажа и бетонирования сталежелезобетонных конструкций.....	47
Приложение 1. Материалы, рекомендуемые к применению в сталежелезобетонных конструкциях.....	50
Приложение 2. Расчёт с учётом температурных воздействий	56
Приложение 3. Примеры расчёта.	
Пример №1. Развилка турбинного водовода $R_D=1233 \text{ тс/м}$	58
Пример №2. Спиральная камера $R_D=2280 \text{ тс/м}$	62
" №3. Турбинный водовод $R_D=1930 \text{ тс/м}$	67
" №4. Напорный трубопровод $R_D=1230 \text{ тс/м}$	70
" №5. Расчет примыкания трубопровода к развилке $R_D=2000 \text{ тс/м}$	73
Пример №6. Плоский сталежелезобетонный затвор $L=24,4 \text{ м}$.	77
" №7. Плоский железобетонный затвор со стальными фермами $L=16,0 \text{ м}$	87

Л-96083 Подписано в печать 13/III-84. Зак. 473 Тир. 200

отпечатано на ротапринтере в институте "Гидропроект"