

ИССЛЕДОВАНИЯ ТЭО ПРОЕКТА СТРОИТЕЛЬСТВА РОГУНСКОЙ ГЭС

ФАЗА II: ВАРИАНТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЙ ПРОЕКТА

Том 3: Инжиниринг и проектирование

Глава 3: Проектирование вариантов

Приложение 4: Гидротехнические сооружения компонентов проекта

Август, 2014 г.

Отчет № P.002378 RP 47 ред. Г

Г	07/08/2014	Финальные комментарии ПРТ, ВБ, ПЭ	Разное	Лучиано Корти	Лучиано Корти
В	31/03/2014	Финальный вариант	Разное	Лучиано Корти	НСА
Б	13/11/2013	Комментарии ВБ и ГЭ	Разное	ПАР/ЛКО	Лучиано Корти
А	13/06/2013	Проект	Разное	ПАР/АПА/ЛКО	Лучиано Корти
Редакция	Дата	Тема редакции	Подготовлено	Проверено	Одобрено

Содержание

1. ВВЕДЕНИЕ.....	7
1.1 Основные понятия, принятые для проектирования гидросооружений.....	7
1.1.1 Строительный тоннель № 3	8
1.1.2 Водосбросное сооружение среднего уровня №1	11
1.1.3 Водосбросное сооружение среднего уровня №2	17
1.1.4 Водосбросные тоннели верхнего уровня	19
1.1.5 Меры по управлению наносами	21
1.1.6 Поверхностный водосброс	30
2. СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТОННЕЛЬ № 3.....	32
2.1 Обзор СТЗ.....	32
2.2 Основные и гидравлические характеристики строительного тоннеля.....	34
2.3 Режимы работы и методологические подходы для строительного тоннеля .	36
2.3.1 Напорное течение.....	37
2.3.2 Основные предположения.....	38
2.3.3 Профили водной поверхности в рабочих условиях установившегося потока	39
2.3.4 Размыв в результате воздействия падающей струи в воронке размыва	41
2.3.5 Потребность в воздухе	45
2.3.6 Пропускная способность строительного тоннеля	48
2.3.7 Поведение строительного тоннеля в безнапорном состоянии	49
2.4 Носок высокого уступа	52
2.4.1 Траектории струи	52
2.4.2 Воронка размыва	53
3. ВОДОСБРОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ СРЕДНЕГО УРОВНЯ 1 И 2	58
3.1 Обзор водосбросных сооружений среднего уровня № 1 и 2	58
3.2 Основные свойства и гидравлические характеристики водосбросных сооружений среднего уровня	60
3.3 Эксплуатационные режимы и методологические подходы для водосбросных сооружений среднего уровня 1 и 2	64
3.3.1 Пропускная способность водосбросных сооружений среднего уровня 1 и 2	64
3.3.2 Поведение водосбросных сооружений среднего уровня в безнапорном состоянии	66
3.4 Спиральная шахта	67
3.4.1 Водоприемное сооружение	68

3.4.2	Теоритический подход диаметра шахтного водосброса	69
3.4.3	Проектные параметры, использованные для водосбросных сооружений среднего уровня 2	69
3.4.4	Гидравлические условия в сегменте шахтного водосброса	71
3.4.5	Кавитация, вызванная вихревым потоком.....	73
3.5	Носок высокого уступа	74
3.5.1	Траектории струи	74
3.5.2	Воронка размыва	75
4.	ВОДОСБРОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ВЕРХНЕГО УРОВНЯ.....	80
4.1	Обзор водосбросных сооружений верхнего уровня	80
4.1.1	Вариант с НПУ на отм.1290 м.н.у.м.	80
4.1.2	Вариант с НПУ на отметке 1255 м.н.у.м.	81
4.1.3.	Вариант плотины с НПУ на отм. 1220 м.н.у.м.	83
4.2	Основные особенности и гидравлические характеристики Водосбросных Тоннелей Верхнего Уровня	83
4.2.1.	Схема и геометрия для напорной и безнапорной эксплуатации участков тоннелей.....	83
4.2.2.	Пропускная способность водосбросных тоннелей верхнего уровня	86
4.2.3.	Поведение водосбросных тоннелей верхнего уровня при безнапорных условиях	87
4.2.4.	Метод верификации каскадной системы	88
4.2.5.	Гидравлические показатели каскадной системы	90
4.3	Носок высокого уступа	93
4.3.1.	Траектории струи	93
4.3.2.	Воронка размыва	95
5.	ПОВЕРХНОСТНЫЙ ВОДОСБРОС.....	100
5.1	Критерии проектирования	100
5.2	Расчеты	101
5.2.1	Предварительный анализ.....	101
5.2.2	Анализ принятой конфигурации.....	105
5.3	Полученное в итоге проектирование.....	120
5.4	Заключения и рекомендации	120
6.	ЭКСПЛУАТАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ.....	122
6.1	Перемычка	122

6.2 Стадия 1	123
6.3 Строительство плотины	123
6.3.1 Этап А.....	123
6.3.2 Этап Б.....	124
6.3.3 Этап С.....	124
6.4 Этап эксплуатации	125
6.5 Фаза долгосрочной эксплуатации	125
7. ФИЗИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ	127
8. БИБЛИОГРАФИЯ	131

Приложения

Приложение 1	Теоретический подход диаметра шахтного водосброса
Приложение 2	Пропускная способность Водосброса
Приложение 3	Водобойные колодцы: Расчетные таблицы
Приложение 4	Руководство пользователей STEFLOW (краткое изложение)

1. ВВЕДЕНИЕ

В данном отчете рассматриваются анализы, проведенные для изучения гидравлического поведения нескольких гидросооружений, спроектированных для различных вариантов высоты плотины, которые представлены для оптимизации плана проекта в рамках ТЭО.

Анализируемые здесь гидросооружения предложены для управления паводком, как на этапе строительства, так и во время эксплуатации ГЭС, а также те, что предусмотрены для смягчения воздействий седиментации в водохранилище.

Требуемая пропускная способность и отметка каждого из них были рассмотрены в Томе 3 - Глава 3 - Приложение 5 «Управление ВМП» и в Томе 3 - Глава 3 - Приложение 3 «Управление паводком во время строительства».

Согласно вышеуказанным документам, количество и гидравлические характеристики водопропускных сооружений были определены для каждой предлагаемой альтернативы.

Далее, вслед за презентацией общих понятий, применяемых в проектировании пропускных сооружений, представлены детальные анализы гидравлического поведения различных компонентов, связанные с выбранными решениями.

1.1 Основные понятия, принятые для проектирования гидросооружений

Согласно выполненным исследованиям пропуска паводков, необходимость в использовании пропускных сооружений на определенных отметках возникла в результате предложенных критериев для обеспечения безопасности строящихся сооружений или в перспективе и ограничений в эксплуатации одних и тех же сооружений.

Фактически, требуемая пропускная способность на разных отметках была установлена в вышеупомянутых документах согласно сроку строительства и периоду времени, во время которого работы подвергаются риску паводков.

Кроме того, был установлен критерий, что отводящий тоннель не будет эксплуатироваться под напором выше 120 м в условиях обычной эксплуатации и выше 150 м в исключительных случаях. В основном это ограничение связано с максимально разрешенной скоростью воды относительно сечения затворов и тоннелей, которое было установлено следуя согласованным критериям проекта.

Также значительное влияние на выбор пропускных сооружений имеют аспекты, связанные с заилением, в конечном итоге ведущие к предложению поверхностного водосброса как единственной возможности обеспечить безопасность плотины в долгосрочной перспективе, когда водохранилище будет полностью заилено.

Ниже приведены предложенные гидравлические сооружения и основные критерии, по которым они были спроектированы.

1.1.1 Строительный тоннель № 3

Строительный тоннель № 3, обозначенный как строительный тоннель 3-го уровня в проекте ИГП, в основном требуется во время строительства перемычки и плотины в конфигурации первой очереди.

Согласно Тому 3 – Глава 3 – Приложение 3 «Управление паводком во время строительства», тоннель должен быть готов к эксплуатации с момента перекрытия реки, принимая во внимание тот факт, что пропускная способность, требуемая для защиты перемычки, не может быть обеспечена только существующими строительными тоннелями №1 и №2. Выполненные Консультантом ИТЭО анализы указывают на необходимость при гребне перемычки на отм. 1,050 мнум. Такая отметка могла бы снижена в любое время, при более высокой пропускной способности существующих строительных тоннелей СТ1 и СТ2, что было указано проектировщиком, будет доказано с помощью модельных исследований: фактическое положение строительства, в любом случае, будет проверено.

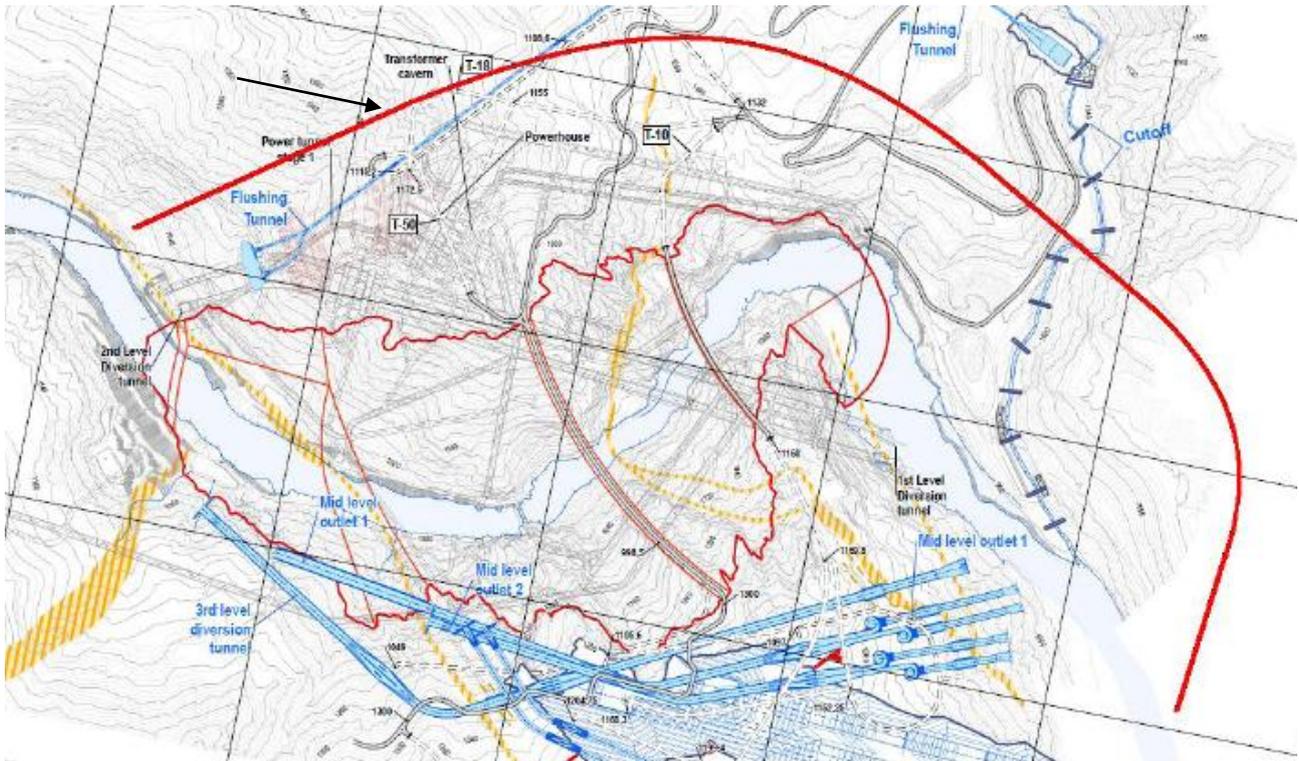
Следует напомнить, что СТ3 пересекает Йонахшский разлом. Несмотря на тот факт, что при проектировании тоннеля были приняты меры по снижению последствий крупных смещений из-за разлома, нельзя отвергать возможность возникновения серьезных обвалов на данном участке от сильных землетрясений. При таком сценарии предполагается эксплуатация только Строительных тоннелей N°1 и N°2.

Для рассмотрения использования СТ3 для защиты плотины первой очереди сделана ссылка к вышеупомянутому отчету.

Во время исследований была рассмотрена возможность нахождения альтернативного маршрута строительного тоннеля №3 на левом берегу реки Вахш, с целью избежать пересечения с Йонахшским разломом.

Ввиду присутствия существующих тоннелей и сооружений, водоприемник следует разместить вверх по течению от входных порталов существующих строительных тоннелей №1 и 2, в юго-восточном направлении во избежание препятствий с существующими подземными сооружениями, а затем поворачивающего на запад с расчетом достигнуть русла реки ниже соединения между сай Оби Шур и рекой Вахш.

Предварительное расположение маршрута показано на схеме ниже.



Следует отметить, что выходной портал тоннеля не может быть расположен выше устья Оби Шур из-за нахождения там подходного тоннеля машинного зала и того факта, что на противоположном берегу расположены выходные порталы СТ1 и СТ2. Выходной портал СТ3 на данном участке сильно мешает вышеупомянутым сооружениям. В частности, для альтернативы с более высокой плотиной выходной портал находился бы слишком близко или внутри подошвы плотины. Кроме того, строение и геологические условия не являются благоприятными для строительства сооружения выходного портала.

В любом случае, данное решение не было рассмотрено для дальнейших исследований ввиду следующих соображений:

Даже при избегании пересечения с Йонахшским разломом, тоннель пересекает некоторые другие разломы, (включая разлом №35), что в любом случае подразумевает принятие соответствующих мер при столкновении с возможными неравномерными смещениями.

Маршрут тоннеля проходит ниже устья Оби Шур, русло реки находится на отметке в 1030 м, где его пересекает СТ3. Таким образом, или тоннель будет построен открытым способом проходки в очень нестабильном участке, или маршрут должен быть значительно смещен вверх по течению, приращивая протяженность тоннели. В любом случае, данное пересечение останется очень щепетильным местом.

Даже в отмеченной конфигурации альтернативный маршрут тоннеля приблизительно на 80% длиннее маршрута на правом берегу, что подразумевает значительное увеличение в стоимости и времени строительства. Как указано выше, любая другая альтернатива приведет к более высокой стоимости и времени строительства.

Ввиду всего вышесказанного, для данного тоннеля было выбрано решение похожее на то, что было предложено ИГП. Также с учетом нынешнего хода работ, верховой участок строительного тоннеля №3 расположен по предложенной ИГП соосности, и выбрана та же отметка водоприемника, то есть 1035 м, а низовой участок маршрута был изменен из-за нужды в пространстве для остальных гидравлических сооружений. Выходной портал теперь находится ниже руслорегулирующих сооружений устья Оби Шур на слиянии с рекой Вахш.

Основными составляющими являются: водоприемник, камера аварийно-ремонтных затворов и камера основных и аварийных затворов, напорный участок тоннеля с окружным сечением 15м в диаметре, низовой безнапорный участок с подковообразным сечением 14.5м шириной и 17м высотой и сооружения выходных порталов. Участки, относящиеся к сооружениям затворов (прямоугольные тракты водозаборов) и участки переходов (5м вверх по течению и 10м вниз по течению) рассматривались со стальной облицовкой.

Принимая во внимание относительно небольшую разницу в отметке между выходным порталом (1,023.45) и руслом реки, был спроектирован отводящий быстроток с носком отброса струи для возмещения воды ниже плотины.

Соображения относительно гашения энергии потока и необходимости в водобойном колодце, как и возможные последствия размывания русла, содержатся в детальных вычислениях приведенных ниже.

В настоящее время вдоль первых 400м верхового участка СТЗ некоторые работы по разработке тоннеля были уже проведены в соответствие свода, начиная с впускного портала и от штольни под названием ТТ-1. Передовой забой тоннеля достиг лишь начало верхний проход предлагаемой ремонтной/аварийной камеры затворов, все другие специальные сооружения вдоль тоннели (камера затворов, сооружения, пересекающие разлом) расположены ниже. Во время встречи с Заказчиком, Консультанта заверили, что улучшения в проектировании, предложенном им, будут реализованы в ходе строительства. Это подразумевает, что состояние работ, выполненных до сегодняшнего дня таково, что все еще можно включить любое изменение.

Относительно воздействия заилнения ясно, что через несколько лет заиленный материал может попадать в тоннель и может вызвать серьезные разрушения. Это может случиться уже через 7/10 лет. Тоннель будет эксплуатироваться до того момента, пока наносы не достигнут уровня водоприемника или начнется нанесение серьезного ущерба тоннелю и больше не будет обеспечена его устойчивость. После того, как наносы достигнут уровня водоприемника, тоннель должен быть выведен из строя, наглухо закупорив его в соответствие с прямоугольными акведуками аварийных и секционных затворов.

Признается факт того, что начиная с нижнего и следуя вверх, пропускные сооружения со временем перестанут эксплуатироваться, а безопасность плотины будет поддерживаться самыми верхними выходными порталами и водосбросами.

Предел, в котором будет эксплуатироваться строительный тоннель №3, составляет от 1035м до 1160м для альтернативы с НПУ = 1290 м, который может быть расширен до 1170м и 1165м для альтернатив с НПУ 1255 и 1220 м. Все особенности строительного тоннеля №3 остаются неизменными для всех альтернатив плотины.

Отмечается, что верхний предел эксплуатации тоннели СТ 3 будет работать при полном напоре немного выше чем 120 м на 5, 15 и 10 м для вариантов НПУ 1290, 1255 и 1220, соответственно. Вышеприведенные цифры соответствуют 4. 12.5 и 8,3% напора, указанного как желательный для нормальных эксплуатационных условий, являющийся максимальным эксплуатационным напором равным 135 м, что является ниже 150м, принятых для исключительных условий. Отмечается, что тоннель не будет работать в течение долгого времени при полных напорах выше, чем базовый: чистая высота напора в секции затворов, из-за потерь напора на участке давления, не будет выше, чем 117 м.

Ввиду всего сказанного выше, было решено приемлемым немного увеличить теоретический максимальный нормальный напор, избегая внедрения дополнительных водопропускных сооружений.

1.1.2 Водосбросное сооружение среднего уровня №1

Водосбросное сооружение №1 среднего уровня необходимо для защиты плотины во время ее строительства, начиная от отметки воды в 1100 мнум. Эта отметка рассматривается как граница нормального режима эксплуатации строительных тоннелей №1 и №2, полный напор будучи 120м выше данных тоннелей в данной ситуации. Тем не менее, они останутся в эксплуатационной готовности на случай экстренной ситуации (например, непригодность к эксплуатации СТ3 ввиду сдвигов в Йонахшском разломе), что обяжет эксплуатировать их для пропуска паводков.

Так как отметка водоприемника водосбросного сооружения среднего уровня 1 находится на 1085м, данное сооружение должно быть построено в одно время с плотиной первой очереди, чтобы эксплуатироваться, когда насыпь поднимется выше 1,100 мнум.

Что касается сечений тоннеля, основные характеристики водосбросного сооружения №1 среднего уровня совпадают со Строительным Тоннелем №3; тем не менее, нужно было реализовывать частные решения для водоприемника и сооружений выходного портала.

В частности, предусмотрен бетонный водовод через тело плотины на отметке водоприемника, так как тоннель начинается вскоре ниже по течению от Йонахшского разлома. Эта водовод имеет внутренне D-образное сечение, 18 м шириной и 18 м высотой, и был задуман таким образом, что возможные смещения на участке Йонахшского разлома не будут прерывать гидравлический маршрут тоннеля. Водовод, на самом деле, представляет собой короткие отрезки с толщиной стен около 3,5м; такая прочная конструкция смягчит смещения и относительное движение без разрушения, таким образом, сохраняя возможность эксплуатации тоннеля.

Отметка уровня тоннели на выходном портале находится на 1075м, таким образом, существует значительная разница в отметках относительно русла реки и проблема возмещения потока, порядка 3,700 м³/с, требующая основательного рассмотрения для избегания нежелательного крупного размывания русла, что также может спровоцировать неустойчивость берегов.

В первой попытке была проанализирована возможность использования быстроточа с носком отброса струи. Однако данное решение предполагает очень высокую скорость воды на

конце быстротока. Фактически необходимо учитывать, что скорость потока на участке основных затворов составляет порядка 40 м/с, и что вдоль короткого низового участка тоннеля до выходного портала она остается очень высокой. Таким образом, поток достигнет вершины быстротока на очень большой скорости, которая затем увеличивается в наклонном быстротоке и приводит к скорости воды выше 50м/сек на участке выброса струи. Данная схема, вкпе с удельным расходом воды порядка 105 м³/с/м (соответствующему 35м ширине носка отброса струи) предполагает возможное размывание русла.

Принимая во внимание тот факт, что водосбросное сооружение среднего уровня 1 будет эксплуатироваться во время строительства, а во время штатного режима эксплуатации ГЭС будет закрыто, и, учитывая высокий удельный расход воды, было позже проанализировано со спиральными камерами и шахтными водосбросами.

Фактически данная расстановка позволяет погасить большую часть энергии и поддерживать скорость воды в рамках, приемлемых для гидравлических сооружений. Понятно, что правильность предсказанного гидравлического поведения должна быть подтверждена надлежащим исследованием на физической модели.

Предлагаемое решение отличается от предложенного ИГП, так как состоит из верхней спиральной камеры, в которой эффект вращения передается потоку, и шахтного водосброса.

Данная конфигурация была предложена ввиду того факта, что теоретические расчёты и исследования модели более знакомы Консультанту, чем ожидаемый проект ИГП; в любом случае, для его окончательного проекта, специфические анализы и физические модели должны быть применены для подтверждения особенностей гидравлического поведения и оптимизации сооружений, как технической, так и экономической.

Так как задействован большой поток, тоже самое было разделено на два, что позволяет обеспечить максимальный индивидуальный водосброс каждой шахты до 1,850 м³/сек.; следует заметить, что разделение потока на два позволяет пропускать его с меньшим удельным воздействием и позволяя лучше контролировать эффекты размывания русла, таким образом, сокращая размеры воронки размыва.

Спиральные шахты с выше упомянутой индивидуальной пропускной способностью, были построены на Проекте ГЭС Тери, расположенном в штате Уттархэнд в Северной Индии, около 1 км от слияния рек Багирати и Билангана.

Система водосбросов указанного Проекта включает четыре вертикальных шахтных водосброса и обычный лотковый водосброс. Вертикальный шахтный водосброс высотой 220 м Проекта ГЭС Тери был построен, используя четыре строительных тоннеля. Нижний выходной портал проекта тангенциально связывается с одним из вертикальных шахт на промежуточном уровне.

Комплекс водосбросов был спроектирован для паводка в 15,540 м³/с. Трансформированный сток через водосбросные сооружения составляет 13,200 м³/с при максимальном уровне водохранилища.

Четыре строительных тоннеля, два на левом берегу (Т-1 и Т-2) и два на правом берегу (Т-3 и Т-4) были построены для отвода реки Богирати во время строительства проекта. После их закупоривания, эти тоннели были использованы в качестве суб-горизонтальные тоннели водосброса для системы шахтных водосбросов. Каждый шахтный водосброс включает вертикальную шахту диаметром 12 м, тангенциально связанный с горизонтальным тоннелем диаметром 12 м, получая вихревой эффект. Общая трансформация стока от движения по вертикали до кругового движения приводит к существенному гашению энергии.

Конфигурация водосбросов проекта состоит из следующих сооружений:

- Регулируемый лотковый водосброс на правом берегу, спроектированный для пропускной способности в $5,490 \text{ м}^3/\text{с}$;
- Две нерегулируемые правобережные шахтные водосбросы, спроектированные для всеобщей пропускной способности в $3,880 \text{ м}^3/\text{с}$, имеющие входной порог на отметке 830.20 и водоприемное сооружение в виде ипомеи;
- Два левобережных регулируемых шахтных водосброса, спроектированных для пропускной способности в $3,680 \text{ м}^3/\text{с}$. Водоприемное сооружение предусмотрено в виде широкого безвакуумного водослива практического профиля, имеющего сегментные затворы для регулировки стока, с отметкой порога в 815.0.
- Среднее выпускное сооружение на отм. 700, который является выпускным сооружением самого низкого уровня для водохранилища Тери, имеющего объем $1,080 \text{ м}^3/\text{с}$ при Полном уровне водохранилища.

Чтобы подтвердить правильность структурного проектирования шахтных водосбросов, были проведены лабораторные исследования на крупномасштабной модели, измеряющие основные параметры стока, условий образования ядра вихря и движение вихревого потока вдоль туннели до выходного портала.

Источник выше приведенной информации: «Шахтные водосбросы проекта Тери – Пример эффективного решения на основе аналитической и наблюдательной проектных подходов», Р.К. Шарма, Манн П.П.С. и Вишной Р.К., Внутренние проектные отчеты Деп. Проектирования THDC.

Все выше упомянутые водосбросные сооружения были построены на ГЭС Тери в 2006 году. Первичное наполнение водохранилища началось в октябре 2005 года (после сезона муссонов) и продолжалось до конца сезона муссонов 2007 года, когда уровень воды в водохранилище постепенно поднялся до отметки 815,0 м.

Максимальный пропуск через ВССУ в муссонный период достиг $600 - 800 \text{ м}^3/\text{с}$. ВССУ на отметке 700 м работал непрерывно в течение девяти месяцев, во время наполнения водохранилища Тери в 2005-2006 гг.

В сентябре 2009 уровень воды водохранилища поднялся до отм. 832 м: правобережные шахтные водосбросы автоматически начали пропускать $480 \text{ м}^3/\text{с}$ через каждый.

При завершении эксплуатации водосборов была проведена проверка поверхностей тоннели, которая показала удовлетворительными общие условия и отсутствия повреждений на обделках.

После этого, максимальный расход на правобережном шахтном водосборе был зафиксирован в 528 м³/с во время паводка в 2010.

Согласно информации, приведенной на главной веб-странице ICOLD, сильные паводки, что нанесли ущерб Уттаракханд в Индии на границе с Тибетом и Непалом в течение прошлого июня 2013. Приток воды из Бхагирати и ее притоков достиг около 7,000 м³/с. Хотя было невозможно получить подтверждения о фактически пропущенном паводке через правобережные шахтные водосборы, с учетом максимальной пропускной способности лоткового водосбора, можно предположить, что они пропустили около 750 м³/с каждый.

На следующем рисунке показана схема, указывающая общее расположение проекта Тери.

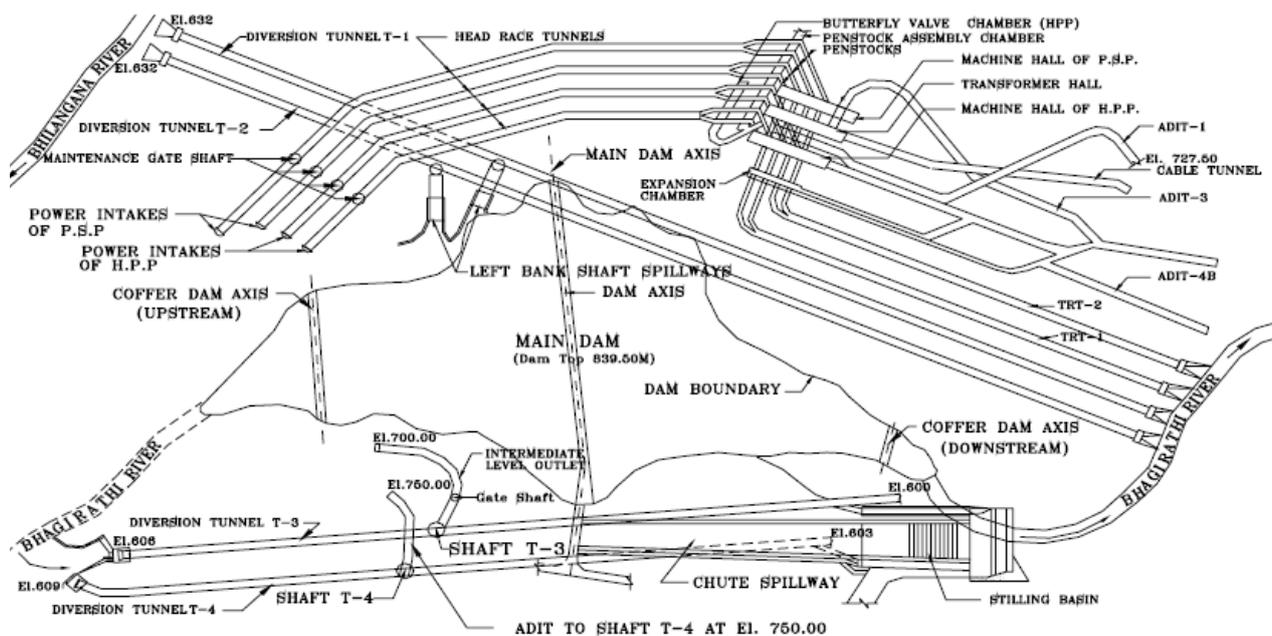
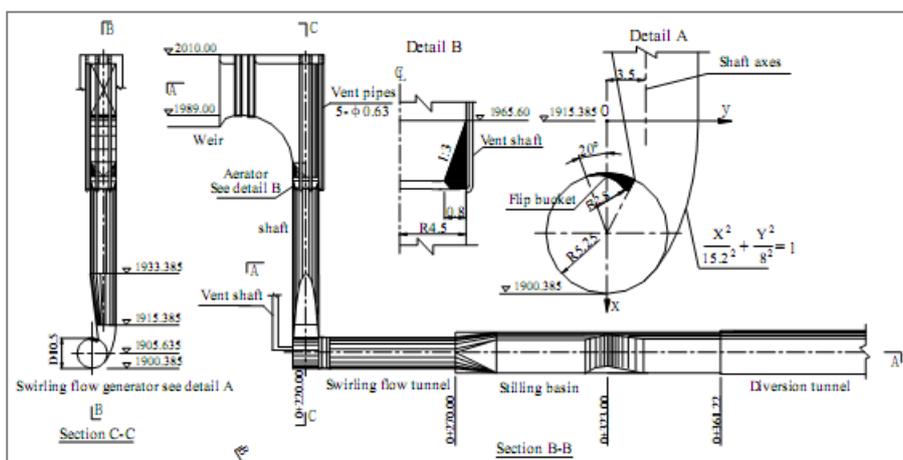


FIG.-1: GENERAL LAYOUT PLAN

Спиральные шахтные водосборы применяются в ряде проектов в виду преимуществ, полученных в эффективном управлении скоростью воды и рассеянием энергии. Несколько применений можно найти в Италии и Франции, а также и в других странах, хотя, в общем, стоки не такие высокие, как предложено в проекте Рогуна. Джейн и Кеннеди (1984) [15] сообщают о применении вихревых шахтных водосборов в столичной канализационной системе района Милуоки. Некоторые водосборные сооружения выполняют пропуск до 90 м³/с выше высоты водосбора 80м. Вишер и Хагер (1995) [26] сообщают о вихревом водосборе Курбанс (Италия), высотой 170м и диаметром 7,30 м для расчетного пропуска 140 м³/с.

Вихревой водосброс был построен в Китае для ГЭС Шапай с высотой водосброса около 110м и расчетным пропуском около 250 м³/с (Донг и Гао 1995) [6]. Другой вихревой шахтный водосброс был также предложен пропускать воду в существующий строительный тоннель так, чтобы образовать туннель водосброса на другом ГЭС Китая (Жао на отм. 2001) [27].

Горизонтальный вихревой шахтный водосброс туннеля Гонгбоксия является вторым применением в Китае с рабочим напором около 110 м и пропускной способностью до 1000м³/с, который эксплуатировался в 2006 при проектных условиях, см. следующий рисунок.



Применения вихревых шахт становится все больше и больше частым, и не сообщается о каких-либо недостатках относительно их работы, даже если придется признать, что до сегодняшнего дня существующие прототипы, по всей видимости, не работали при таких высоких стоках, каие предложены для Рогуна. Консультант считает, что с надлежащими исследованиями по модели, это решение может быть принято для Проекта.

Что касается проблемы заилиния, те же соображения, высказанные по СТЗ, остаются в силе также и для ВССУ. Следует признать, что приняв концепцию спиральной шахты, будет увеличен риск возникновения эрозии из-за заилиния, вызванного потоком, ввиду эффекта вращения потока вдоль шахтных водосбросов и выходных порталов тоннелей. Тем не менее, данный риск рассматривается приемлемым при анализе проблемы гашения энергии потока на выходных порталах и осознания возможных последствий. Как упоминалось выше, Консультант предполагает, что владелец ГЭС должен признать тот факт, что когда заилиние достигнет входного портала водосбросных сооружений, данные сооружения будут выведены из эксплуатации в короткое время. Для случая ВССУ 1, срок службы в порядке 12/15 до 25/30 лет можно предусмотреть, в зависимости от варианта НПУ. После того как наносы достигнут уровень водоприемника, туннель должен быть выведен из эксплуатации, наглухо закупорив его в соответствии с прямоугольными акведуками аварийных и секционных затворов.

Безопасность плотины не будет нарушена, так как водосбросные сооружения, расположенные на верхних отметках в состоянии пропускать паводки в период эксплуатации ГЭС.

Кроме решения с вихревыми шахтами, другие возможные варианты были проанализированы с целью сокращения количества выходов и, следовательно, точек воздействия реки Вахш. В частности, была оценена возможность использовать систему каскада, предусмотренную на выходе поверхностного водосброса, образованного последовательностью лотка и камер гашения.

Выяснилось, что это осуществимо для ВССУ1, с отметкой на выходе тоннели несколько метров выше, чем лопасть поверхностного водосброса. Последнее было модифицировано отчасти, обеспечивая дополнительный участок около 50 м длиной между основанием верхнего быстротока и заключительным изгибом. Таким образом, сток пропущенный ВССУ1 может распространиться от тоннели диапазоном 12м до всей ширины канала, а удельный расход составляет около 56 м³/с/м.

Поскольку скорость воды для расчетного стока около 1,840 м³/с является, в основном, такой же, происходя при работе поверхностного водосброса, т.е., около 40 м/с, гидравлическая характеристика совместима с анализом, проведенным для последнего сооружения, воздействие на русло реки будучи еще более благоприятное из-за более низкого удельного расхода.

Участок давления тоннели с внутренним сечением, диаметром 15 м разветвляется на два округлых тоннеля с внутренним диаметром 10,8 м каждый с аварийными и секционными камерой затворов, идущие вдоль той же оси поверхностного водосброса и связанные с двумя соответствующими каналами.

Согласно самой последней версии Тома 3-Главы 3-Приложения 5 «Управление ВМП», в конфигурации Первой очереди, поверхностного водосброса предусмотрен только один канал для обеспечения защиты от паводков для вариантов с НПУ 1290 и 1255, в то время как два канала предусмотрены для вариантов с НПУ 1220. Таким образом, для двух самых высоких вариантов будет необходимо построить, по крайней мере, последний быстроток и носок верхнего уступа второго канала, который позднее будет включен в Заключительную стадию завершеного поверхностного водосброса.

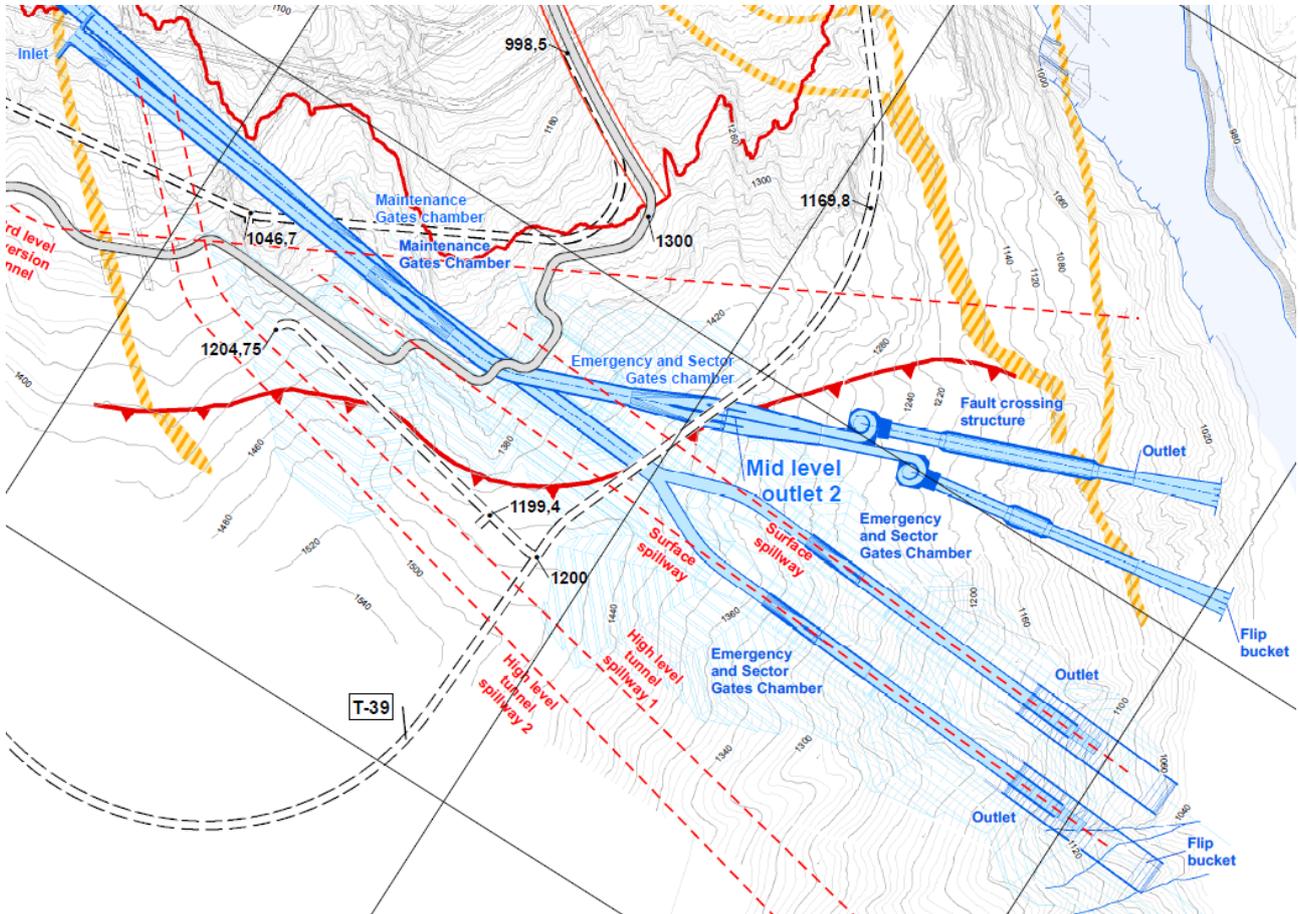
Схема предлагаемого варианта показана на следующем схематическом чертеже.

Этот вариант, что стал жизнеспособным после определения подходящего решения для поверхностного водосброса, позволяет сократить выходы в реку, выполняя запросы, выраженные различными вовлеченными сторонами. Кроме того, вдоль новых выравниваний, неизбежно пересечение отводящих тоннелей с Разломом 35 и другими зонами сдвига. Наконец, исключив два выхода ВССУ1, в соответствии с предыдущим решением, расстояние между точками струи влияет на русло реки двух верхних гидротехнических сооружений, т.е., между СТ3 и верхним выходом ВССУ2, существенно увеличено, таким образом, сильно сокращается риск взаимного влияния.

Поэтому, предлагается окончательно принять вариант ВССУ1, который остается в силе для всех вариантов НПУ ИТЭО.

Пределы, в которых будет эксплуатироваться водосбросное сооружение среднего уровня 1 во время строительства, находятся между 1100м и 1215м для альтернативы с НПУ = 1290,

между отметками 1100м и 1210м для альтернативы с НПУ = 1255 и до максимальной высоты плотины для альтернативы с НПУ = 1220м. Все характеристики водосбросного сооружения среднего уровня 1 остаются неизменными для всех альтернатив плотины.



1.1.3 Водосбросное сооружение среднего уровня №2

Водосбросное сооружение №2 среднего уровня необходимо для защиты плотины во время строительства альтернативы с НПУ = 1290, начиная от отметки воды в 1,160мнум.

Отметка водоприемника водосбросного сооружения №2 среднего уровня установлена на 1,140мнум, на одинаковой отметке с большой рисбермой, предусмотренной на верховой призме плотины.

Что касается сечений тоннеля, основные характеристики водосбросного сооружения №2 среднего уровня совпадают со Строительным тоннелем №3 и ВССУ1.

С другой стороны, в данном случае был применен общий водоприемник с прямоугольным сечением на входном портале и переход к круглой форме тоннеля, а расположение входного портала выбрано подальше от подошвы плотины и ниже от Йонахшского разлома. Таким образом, не ожидается серьезных проблем от сейсмической активности, хотя ряд сдвиговых зон и разлом №35 будут проходить поблизости от выходных порталов отводящих тоннелей.

Уровень выходного портала ниже камеры сегментных затворов находится на 1,132 мнум, таким образом, разница в отметках относительно русла реки даже выше, чем у водосбросного сооружения №1 среднего уровня, следовательно, действительны те же соображения, что и в предыдущем случае.

В этом случае, было использовано решение со спиральными камерами и шахтными водосбросами, прежде всего, рассматриваемое для водосбросного сооружения №1 среднего уровня, следуя концепции, указанной там, разделения потока на два одинаковых течения.

Также все соображения и критерии, выраженные в предыдущем параграфе относительно данного особого решения, остаются действительными.

Возможность пропустить сток в поверхностный водосброс была также проанализирована для гидротехнического сооружения. Это означало бы разделить тоннель на две ветви, что касается ВССУ1, приведя одного из них к каналу третьего поверхностного водосброса, в то время как оставшимся понадобится дополнительный специальный пропуск каскада. Тем не менее, отметка выходного портала тоннели, будучи около 1,130 мнум в данном случае, связь могла бы быть возможной только с камерой гашения ниже. Учитывая необходимость позволить стоку увеличиться и необходимые условия для образования гидравлического прыжка, было обнаружено, что имеющегося пространства недостаточно. В лучшем случае, фактически, учитывая угол увеличения в 12° на каждой стороне выходного портала, минимальная длина в 135 м и сопряженная глубина в 20,5 м будет необходима, даже принимая частичное гашение энергии в камере гашения, как выполнено для случаев поверхностного водосброса и туннелей высокого уровня.

Следовательно, решение с вихревыми шахтами было сохранено для ВССУ 2.

Всякий раз, когда данное решение было сочтено не подходящим, могла быть исследована возможность применить решение, похожее на ВССУ 1, но с общей пропускной способностью, около 1,900 м³/с, разделяемое между третьим каналом поверхностного водосброса и добавочной параллельной ступенчатой системы лотка, предполагая, что общий пропуск все еще должен быть около 3,600 м³/с, третий водосброс тоннеля Высокого уровня, расположенный на отметке около 1,170 мнум для обеспечения дополнительной пропускной способности в 1,700 м³/с, будет также исследован. Отметим, что данное решение заставит построить, по крайней мере, частично третий канал Поверхностного водосброса с самого начала, плюс такой же дополнительный лоток будет даже выше, чем в предложенном решении.

В случае ВССУ 2, индикативный срок службы относительно отложению наносов будет около 50/55 лет. Этот срок службы оценен без учета возможных выгодных воздействий условия, позволяющего пропуск наносов через турбины: когда реализовано, это может иметь существенное воздействие на срок службы. Отмечается, что ВССУ2, которое присутствует только в варианте с НПУ 1290 мнум, будет сохранен в эксплуатационном состоянии настолько это возможно, будучи необходимым для управления паводков в долгосрочной перспективе во время эксплуатации станции. Лишь однажды наносы защитят его использование, он будет закупорен в соответствие с водопропускными трубами прямоугольного поперечного сечения сегментных затворов.

Предел, в котором будет эксплуатироваться водосбросное сооружение №2 среднего уровня во время строительства плотины, находится между уровнями воды в 1160,0 и 1270,0 мнум.

1.1.4 Водосбросные тоннели верхнего уровня

Данные сооружения были предложены для пропуска паводков во время последней стадии строительства плотины и последующего периода эксплуатации.

Основные составляющие данных сооружений в значительной мере одинаковы с другими тоннелями, габариты поперечного сечения одинаковы для всех альтернатив, но их количество определялось для каждого отдельного случая, в зависимости от требований упомянутого отчета о пропуске паводков. Абсолютно отличным от уже описанных, является предложенное решение по контролю проблемы очень высокой энергии на выходном портале, которое обсуждается ниже.

Относительно каждого водосбросного тоннеля, основными составляющими являются: водоприемник, камера ремонтных затворов и камера основных и аварийных затворов, напорный участок тоннеля с подковообразным сечением 10м в диаметре, низовой безнапорный участок с D-образным сечением 10м шириной и 12м высотой и сооружения выходных порталов. Участки, относящиеся к сооружениям затворов (прямоугольные тракты водозаборов) и части переходов (5м вверх по течению и 10м вниз по течению) рассматривались со стальной облицовкой.

Отметки и количество водосбросных тоннелей верхнего уровня для различных альтернатив:

- Альтернатива с НПУ 1290: два водосбросных тоннеля верхнего уровня с водоприемником на отметке 1190,0 мнум.
- Альтернатива с НПУ 1255: три водосбросных тоннеля верхнего уровня, один с водоприемником на отметке 1145,0 мнум, а два других с водоприемником на отметке 1165,0 мнум.
- Альтернатива с НПУ 1220: один водосбросный тоннель верхнего уровня с водоприемником на отметке 1140,0 мнум.

Отмечается, что необходимость в одном водосбросном тоннели верхнего уровня (ВТВУ) в варианте НПУ 1220 возникает из заключений Тома 3-Главы 3 –Приложения 5 «Управление ВМП», в котором рекомендуется принять ВТВУ 1 и 2 модуля поверхностного водосброса, одновременно с подъемом гребня плотины в 1,5м для того, чтобы защитить Рогун. Ни один из других проанализированных там вариантов не может обеспечить рациональную защиту каскада, будучи более эффективным для этой цели вариант, соответствующий отметке гребня плотины в 1251 мнум, не был рекомендован. Также для управления паводками во время строительства только достаточен ВТВУ 1.

Заметная разница в отметках между выходными порталами тоннелей и руслом реки, от 150 до 200 м, и соображение, что тоннели должны функционировать для контроля паводков на постоянной основе на протяжении всего эксплуатационного периода ГЭС, привели к исследованию решения, которое бы эффективно гасило энергию потока и сохраняло его гидравлические параметры (скорость воды, коэффициент кавитации, удельный расход) максимально близко к пределам, общепринятым для долгосрочных сооружений.

Таким образом, предлагается каскадная система, соединяющая такие элементы, как быстротоки, безвакуумные водосливы практического профиля и водобойные колодцы, которая по произведенным подсчетам позволяет выполнить вышеуказанные требования.

В целом, в выходных порталах тоннелей предполагается быстроток с уклоном около 45°, постепенно расширяющийся с 10 до 30,0 м, соединенный с водобойным колодцем такой же ширины и длиной около 65м. Конечный порог высотой в 9,5м позволяет сохранить гидравлический прыжок в колодце, гася большую часть энергии до того, как поток двинется к следующему быстротоку. Далее следует еще один быстроток и водобойный колодец, а завершается каскадная система третьим и последним быстротоком и носком отброса струи.

Вышеописанная последовательность была применена во всех предлагаемых водосбросных тоннелях верхнего уровня, только адаптируясь к структурным условиям, разнице в отметках уклонов и высоте быстротоков.

Как и в случае с другими тоннелями, водосбросные тоннели верхнего уровня будут функционировать до того момента, пока заиление не достигнет их водоприемников и не повредит обделку, в конце концов блокируя сброс воды.

Тем не менее, следует заметить, что водоприемники водосбросных тоннелей верхнего уровня каждой альтернативы расположены выше, чем водоприемники соответствующих подводящих трактов агрегатов.

Ситуация отметок водоприемников показана в следующей таблице.

	Вариант с НПУ 1290	Вариант с НПУ 1255	Вариант с НПУ 1220
Водоприемник водосбросного тоннеля верхнего уровня 1	1,190 м нум	1,145 мнум	1,140 мнум
Водоприемник водосбросного тоннеля верхнего уровня 2	1,190 мнум	1,165 мнум	-
Водоприемник водосбросного тоннеля верхнего уровня 3	-	1,165 мнум	-
Водоприемник 3, 4	1,152 мнум	1,130 мнум	1,115 мнум
Водоприемник 1, 2, 5, 6	1,167 мнум	1,140 мнум	1,115 мнум

С учетом вышеприведенного, срок службы ВТБУ будет дольше, чем генерирующей станции каждого варианта. Таким образом, они все еще будут в эксплуатации когда ГЭС уже будет выведена из эксплуатации.

Их срок службы будет колебаться от 25/30 лет для вар. НПУ 1220 до 70/75 лет для вар. НПУ 1290. Эти периоды были предположены без учета благоприятных эффектов любого промывочного сооружения или пропуска мутьевых потоков через турбины.

На данном этапе водосбросные тоннели верхнего уровня также будут выведены из строя, а для обеспечения безопасности плотины будет функционировать только поверхностный водосброс, который должен быть применен с его полной пропускной способностью.

1.1.5 Меры по управлению наносами

В Томе 2-Главе 6 «Седиментация», были рассмотрены возможные альтернативы для смягчения последствий заиления, которое может повлиять на эксплуатацию Рогунской ГЭС, и в основном на ее срок эксплуатации, включающие:

- Регулирование стока с водосбора
- Верховые шлюзы-регуляторы
- Байпас водохранилища

- Внерусловое водохранилище
- Соответствующие правила эксплуатации
- Поэтапная выемка для углубления дна
- Промывание водохранилища
- Механическое удаление наносов

Большинство проанализированных возможных решений были признаны непригодными, или очень дорогостоящими, или не применимыми к ситуации Рогуна.

Во время разработки исследований, Консультант прежде всего предложил внедрить сооружения для выполнения, по крайней мере, промывания наносов в участках наиболее чувствительных к проблеме наносов, то есть на участке постоянных напорных водоприемников.

Хотя данное решение не было оптимальным, считалось, что оно могло, по крайней мере, обеспечить защиту оборудования и подводных трактов агрегатов на некоторое время, позволяя продлить эксплуатационный срок ГЭС.

Промывное сооружение, вначале предусмотренное в ТЭО, представлял собой тоннель на левом берегу, расположенный чуть ниже напорных водоприемников.

С целью покрытия максимальной площади, было предложено два водоприемника на расстоянии 50м друг от друга, расположенных в несколько десятках метров ниже лотковой части напорных водоприемников.

Соосность тоннеля была предусмотрена таким образом, чтобы оставаться в стороне от шахт турбинного водовода и других постоянных сооружений, поэтому единственным подходящим участком сброса оказался правый берег Оби Шур, в несколько сотнях метрах ниже селезадерживающей плотины.

Тоннель был оборудован быстротоком и камерой гашения энергии потока/отстойник с целью снижения энергии потока до его сливания в естественное русло, а также для провоцирования отложений селевого потока. Контрольные прерывания были предусмотрены вдоль саи для того, чтобы контролировать возможную русловую эрозию.

Тем не менее, данное решение считалось не надлежащим, из-за факта, что он должен быть работать при высоком напоре, не менее 110 м для варианта НПУ 1290, входное отверстие расположено, по крайней, на 30 м ниже напорных водоприемников. Другие недостатки были замечены, связанные также с природой саи Оби Шур, что является единственной возможной точкой сброса для тоннеля, начиная с области напорных водоприемников.

Поэтому была проанализирована возможность внедрить схему многоуровневого водоприемника, которая может представить возможное решение для того, чтобы смягчить воздействие наносов с относительно меньшими затратами.

Система, состоящая из многоуровневых водоприемников, позволяет эксплуатировать напорные водоводы даже после того, как наносы водохранилища достигли отметки водоприемников, используя отверстия на более высоких отметках, в то же время исключая

те, что ниже наносных отложений. Они также допускают пропуск взвешенных наносов, которые двигаются на более низких уровнях водохранилища через турбины, посредством более низких отверстий. Последнее действие дается как вариант, который должен быть более подробно проанализирован перед принятием, ввиду возможных повреждений для электромеханического оборудования. На данный момент система была спроектирована, чтобы была возможность работать также при этих условиях.

Другие варианты, как эксплуатация водосбросов нижнего и среднего уровня, создают проблемы эксплуатации и управления. В первом случае, если нижние водосбросы (таким может считаться строительный тоннель 3 уровня) эксплуатируются при напорах выше 150 м, могли возникнуть проблемы с безопасностью. Кроме того, возможные препятствия из-за твердого материала в нижнем водосбросе могли бы создать проблемы эксплуатации с неконтролируемым опорожнением водохранилища. Очевидно, данная эксплуатация предполагает также потерю воды, которая не может быть использована для выработки.

С другой стороны, расположение водоприемников ВССУ (таких как ВССУ 2) не совместимо с уровнем мутных потоков. Фактически, мутные потоки, имеющие более высокую плотность, движутся на более низких уровнях в водохранилище, таким образом, пройдет значительно времени до того, как потоки начнут проходить через него. В любом случае, проблема потери воды, которая не может быть использована для выработки, остается.

Касательно вышеизложенного, если отвод мутных потоков будет рассмотрен приемлемым, наиболее подходящим считается пропускать их через напорные водоводы и турбины, схема при которой предотвращается потеря напора является подходящим для управления.

Другие обсуждаемые меры, такие как противотрифильтрационные диафрагмы, считаются не подходящими для применения на Рогунской ГЭС, учитывая схему проекта.

Ввиду общих характеристик водосборного бассейна, мутные потоки когезионного характера с частицей диаметром около 20 микрон можно ожидать в водохранилище. Эти частицы, со скоростью наносов 0,03 см/с, могут образовать увеличение плотности мутных потоков, приводящее в процесс сильного напластования. Если приняты решения хорошей вентиляционной системы, можно сократить процесс отложения наносов.

Ожидаемые скорости мутных потоков составляют около $0,1 \pm 0,3$ м/с, будучи в состоянии течь десятки километров внутри водохранилища. Чтобы создать вентиляционный эффект, скорость водозабора водоприемного сооружения должен быть выше, чем скорость мутных потоков. Тем не менее, кроме скорости водозабора водоприемника, размеры входной части водозаборного сооружения важны в улучшении эффекта водозабора. Заключительное решение должно быть компромиссом между скоростью водозабора и размерами водоприемника. Оптимизация данного сооружения на заключительной стадии требует передового математического моделирования или/ и физическую модель.

Многоуровневые водоприемники довольно часто используются в сооружениях внутреннего водоснабжения и были также предложены и реализованы на крупных станциях, таких как Плотина Новая надежда и плотина Глен Геньон. Также сообщается, что такой вид водоприемников был внедрен в некоторых ГЭС в Турции.

Решение с несколькими водоприемниками со скоростями водозаборов выше, чем скорость мутных потоков могло бы стать соответствующим решением в случае Рогунской ГЭС. Кратные водоприемники оснащены стальными элементами для закрытия и эксплуатационный протокол необходим для оптимального управления мутными потоками. В принципе, водоприемники водозабора вентиляционной системы должны располагаться настолько низко, насколько это возможно в водохранилище.

Нужно подчеркнуть, что многоуровневые водоприемники, если использовать их для отвода мутных потоков будут направлены на то, чтобы тащить взвешенные наносы только частиц будут в диапазоне глинистого ила от 0 до 50 микрон или исключительно до 75. Частицы с такими размерами обычно рассматриваются неопасными для эрозии/кавитации турбин. Возможно будет необходимо принять решение замкнутой цепи для системы охлаждения агрегатов, избегая использование фильтров, которым могут потребоваться частые очистительные работы из-за наличия наносов в воде.

Решение о многоуровневых водоприемниках, предложенное для Рогуна, состоит из наклонного бетонного водовода, лежащего на береговом откосе в соответствии со входными отверстиями НСУ, оснащенных отверстиями на разных уровнях, простираясь от отм. 1,090 мнум до отметки гребня плотины. Отметки ниже будут мешать уже реализованным стабилизационным работам временного водоприемника Стадии 1. С другой стороны, пока агрегаты будут работать через заключительные водоводы, будет невозможно пропускать мутные потоки через турбины, которые появятся не раньше 4-5 лет после отвода реки для первых двух агрегатов. С учетом ожидаемого объема наносов, который был оценен в около 100 млн. м³ в год, и того факта, что полезный объем водохранилища при 1,100 мнум составляет около 610 млн. м³, значительная часть последнего будет уже наполнена к тому времени.

Предварительное проектирование водоприемников учитывает бетонный водовод около 16,0 м шириной и 12,0 м высотой. Даже без учета пространства, занимаемого центральной железобетонной балкой толщиной 3 м, зона поперечного сечения составляет 156 м² и скорость воды внутри тракта для потока 270 м³/с составляет 1,73 м/с, что обеспечивает незначительные потери напора. Скорость воды через отверстия водоприемников (предварительно ширина в 6,50 м на 8,25 м высотой каждый, по два отверстия на каждый водоприемник) является в порядке 2,52 м/с; даже предполагая коэффициент равный 0,5, потери напора составят около 0,16 м. некоторые другие потери напора могут быть рассчитаны в связи с ограничениями, вызванными наличием разных затворов, что были оценены равными 0,2 м.

Подводя итог, общие дополнительные потери напора могут быть в порядке 0,40 м, что является значением, конечно, меньше, чем диапазон точности, что может быть получен, когда все потери напора НСУ будут рассчитаны. Модельные исследования, включающие надлежащую форму впускного отверстия, которое предусмотрено иметь эллиптический контур, может позволить улучшение гидравлическое поведение системы и снижение потерь напора на более позднем этапе исследований.

Впускные отверстия НСУ будут снабжены съёмными сороудерживающими решетками (2 отверстия 7,5 м в ширину и 42 м в высоту, максимальная скорость воды на общей площади

0,43 м/с), аналогичные тем, которые уже предусмотрены на водоприемниках ГЭС, предложенного решения ИГП.

Кроме того, многоуровневые водоприемники будут обеспечены съемными сороудерживающими решетками, характерных широко расставленным преградам, единственная цель которых заключается в избегании того, чтобы большие плавающие тела не могли войти в водопропускную трубу. Как упоминалось выше, водозаборы будут обеспечены стальными элементами для закрытия для исключения тех, которые будут постепенно занесены наносными отложениями. Эти элементы не должны обеспечивать водонепроницаемость и будет эксплуатироваться только при условиях сбалансированного напора воды. Установленные закладные детали должны быть обеспечены необходимыми обработками для защиты от коррозии, применяя при необходимости нержавеющую сталь. Детали будут определены на более позднем этапе исследований.

Это решение позволяет остановить воду из самой удобной отметки, которая в принципе была бы самая низкая, поскольку, как отмечалось прежде, мутные потоки обычно идут на более низкой отметке водохранилища. Управление такого рода сооружениями требует надлежащего мониторинга наносов, так как уплотнение водозаборов должно быть решено до того как материал начнет занимать отверстие, возможно, препятствуя закрытию стальных элементов уплотнения.

Уже было отмечено, что, поставив водопропускные водозаборы на отметках выше, чем вход впускных отверстий НСУ, можно продолжать работу станции, даже если наносы выше их уровня. Таким образом, полезный срок службы станции будет продлен на несколько десятилетий.

Кроме того, отмечено, что с решением многоуровневых водоприемников отметка впускных отверстий может быть снижена, если потребуются, так, чтобы начать раннюю выработку станции, как только строительство плотины достигнет достаточного подъема и напор в турбинах позволит его корректную работу.

Что касается возможного влияния на турбины, если не произойдет очень высокой концентрации наносов, предполагается, что частицы ниже, чем 75 микрон не будут представлять риск кавитации или эрозии.

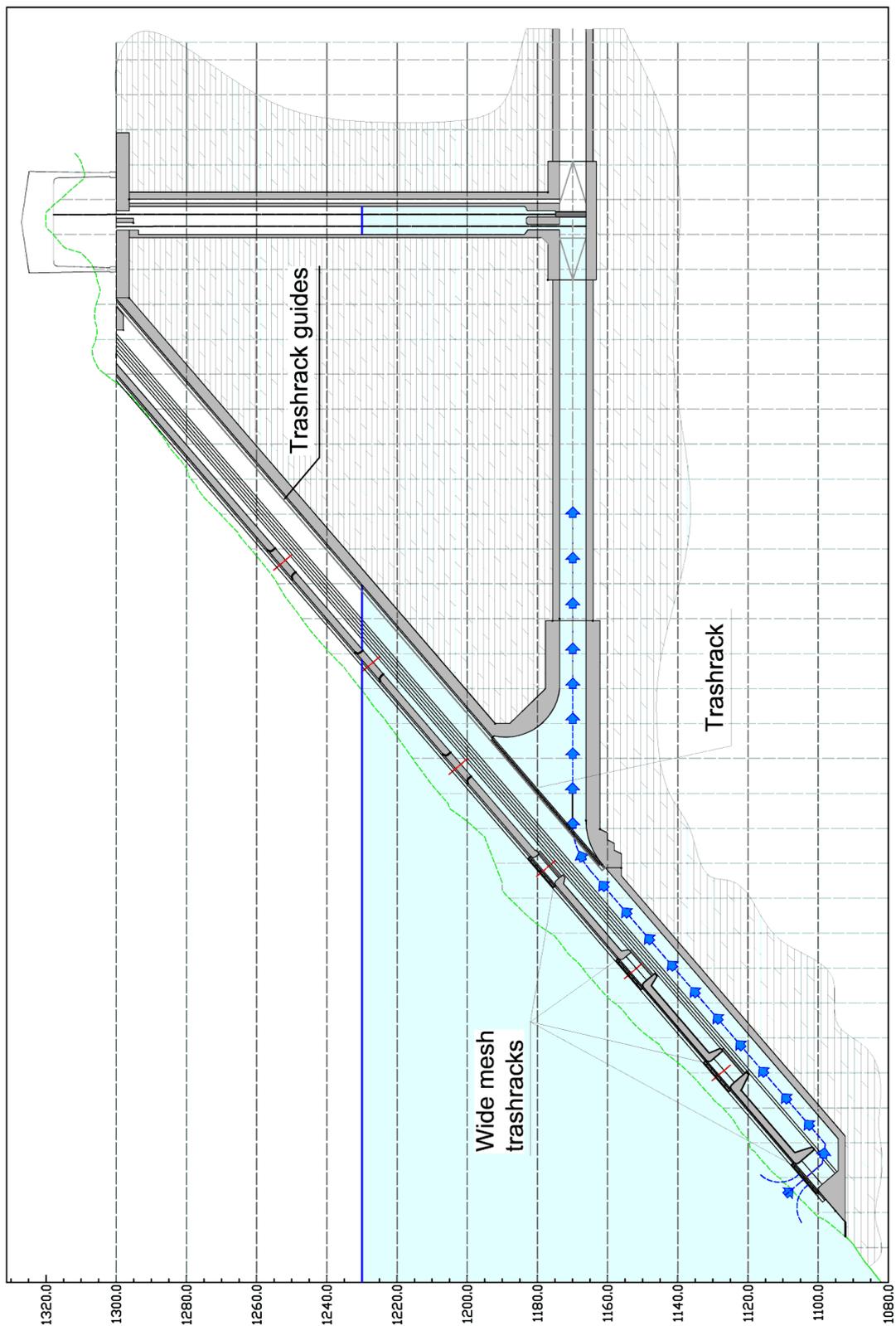
В любом случае, рассматривая возможные отрицательные воздействия на электромеханическое оборудование, рекомендуется более детально анализировать данную тему, перед принятием окончательного решения.

В случае, если будет решено не пропускать взвешенные наносы через многоуровневые водоприемники в турбины, то же самое может быть внедрено начиная после водоприемников напорных водоводов, только до гребня плотины.

Следует подчеркнуть, что поведение мутных потоков может быть предсказано с помощью численного моделирования на основе экспериментальных данных по прототипу. Кампания наблюдений и мер процесса осаждения и мутных потоков должны проводиться в следующих этапах проекта, как уже проводится в Тайване (Янг и Лин 1991), Японии (Чикита 1989), Канаде (Вейрич 1984, 1986), Эквадоре (Джервз 1985), и США (Форд и Джонсон, 1981).

Отвод мутных потоков и обход больших наносов через турбины с системой нескольких водозаборов могут быть реализованы в проекте, но рабочий протокол для управления системами водозабора должен быть принят.

Здесь ниже показана схема предлагаемых измененных водозаборов.



Схематическая последовательность различных ситуаций, в которых многоуровневые водоприемники будут работать, показана на следующем рисунке:

Фаза 1: наносы по-прежнему ниже, чем донный водозабор. При этом условии, в принципе, только нижний водозабор останется открытым, так, чтобы поймать возможные мутные потоки, циркулирующие в водохранилище на более низких отметках.

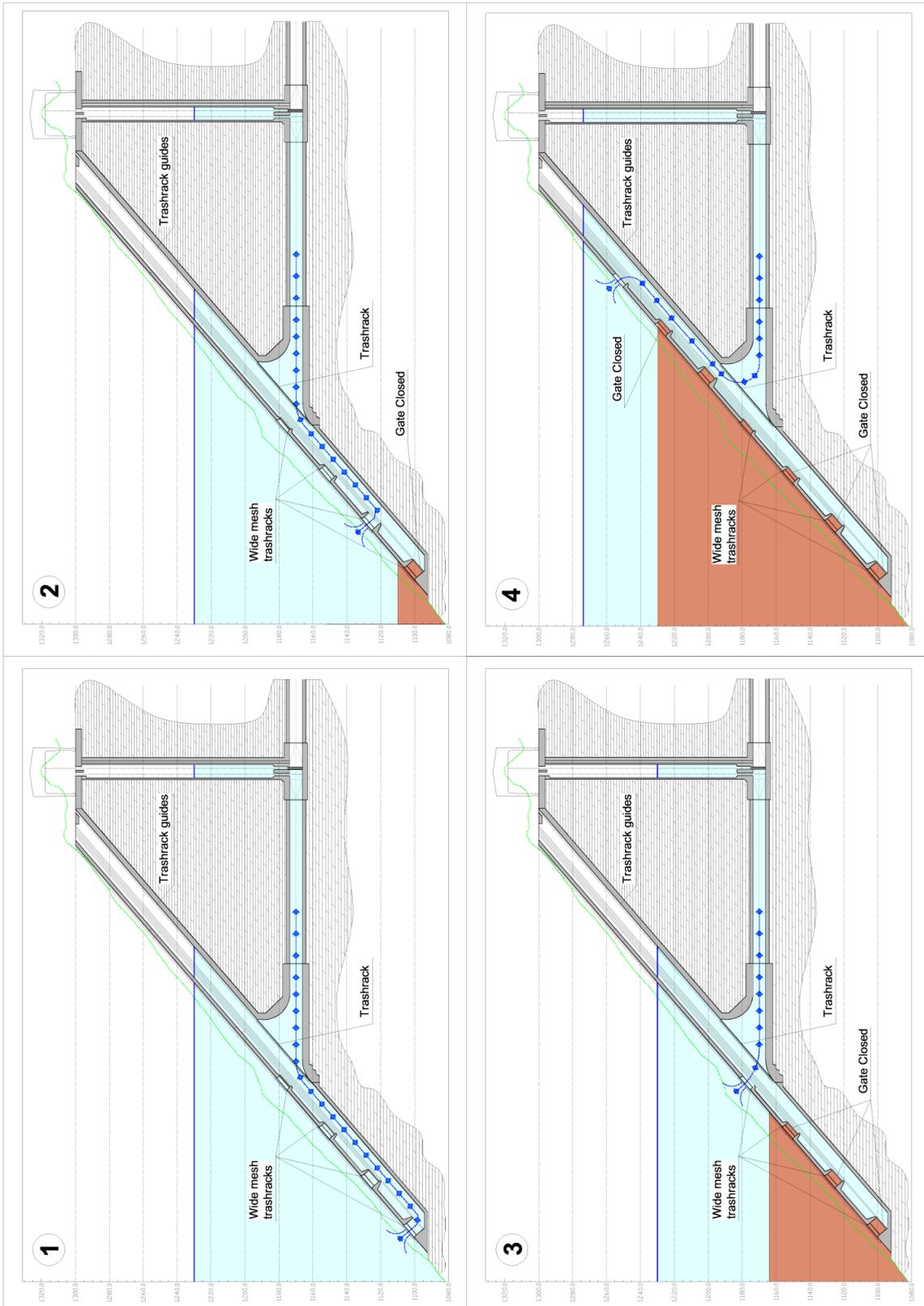
Фаза 2: отложение наносов достигло нижней части водовода и первый водозабор уже закрыт, в то время как следующий был открыт. Подобно этому Фаза 1, расчет возможных мутных потоков, циркулирующих на более низких отметках водохранилища, будут пропущены через второй водозабор и напорно-станционный узел.

Фаза 3: отложение наносов достигло отметки впускного отверстия напорно-станционного узла, но благодаря сооружению многоуровневого водозабора, работа станции может продолжаться через следующего более высокого водозабора, достаточно далекого от заиленного материала, не выводить большие элементы, а только взвешенные частицы из мутных потоков. Следует отметить, что с помощью обычного водозабора в этой точке станцию следует уже вывести из эксплуатации.

Фаза 4: Несмотря на тот факт, что отложение наносов выше, чем впускное отверстие НСУ, станция может продолжать работать через более высокие водопропускные водозаборы в ситуации, в которой она должна была быть уже остановлена давно.

Необходимо подчеркнуть, что предлагаемое решение не только позволяет эксплуатировать станцию даже после описанной ситуации, в которой наносы достигли самых высоких уровней, но также может влиять на полезный срок службы станции, путем пропуска части наносов вниз по течению, тем самым увеличивая срок, к которому определенная отметка водохранилища заполняется заиленным материалом.

Достаточно рассмотреть стоимость энергии, вырабатываемой в течение одного года, чтобы полностью обосновать дополнительные затраты на многоуровневые водозаборы, которые были оценены порядка 90 млн. долл. США, по отношению к обычным.



1.1.6 Поверхностный водосброс

В рамках ТЭО, Консультант должен дать оценку существующему проекту, разработанному Институтом Гидропроекта в Москве (ИГП) и также должен разработать, в рамках осуществимости, проект трех альтернативных высот плотины, предлагая наиболее удобную для дальнейшего развития.

Проект ИГП включает насыпную плотину высотой 335 м с нормальным подпорным уровнем (НПУ) на 1290м и гребнем плотины на 1300м. Для пропуска паводков в период эксплуатации проекта было задействовано три сооружения. Два тоннеля, с водоприемниками на отметке 1145м. Третье – это водослив с порогом на отметке 1288м, соединенный с вертикальной шахтой, а затем с суб-горизонтальным выходным тоннелем.

Предполагаемый годовой объем отложений реки Вахш колеблется в пределах от 60 до 100 млн. м³/год.

Емкость водохранилища на упомянутых отметках 1145м и 1288м составляет 1,500 млн. м³ и 13,000 млн. м³, соответственно.

Данные отметки будут достигнуты за 50-80 лет и 130-210 лет, соответственно. Более точные вычисления могли бы увеличить данные периоды времени, в особенности для более низких отметок, из-за того, как происходят отложения. Но в любом случае, данные периоды времени слишком коротки (по сравнению с эксплуатационным сроком проекта), чтобы уже сейчас не рассматривать способы пропуска паводков в будущем.

ИГП приводит аргумент, что в будущем вверх по течению от Рогуна будут построены другие водохранилища, таким образом, увеличивая эксплуатационный срок сооружений для пропуска паводков.

Проект сооружений для пропуска паводков трех альтернативных высот плотины в ТЭО, предполагает отметки водоприемников выше, чем в проекте ИГП. Но в любом случае, выгода в отношении полезного срока службы является предельной.

Ввиду этих обстоятельств, единственным способом обеспечить безопасный пропуск паводков для защиты плотины и населения ниже плотины является поверхностный водосброс. Без данного сооружения весь проект должен быть демонтирован в среднесрочной перспективе или вообще не строиться.

Поверхностный водосброс, проект которого обсуждается в соответствующем разделе отчета на руках, на заключительном этапе будет образован тремя модулями, каждый состоящий из впускного/ подходного пролета, туннели и ступенчатого лотка сброса в реку. Полная конфигурация будет необходима в долгосрочной перспективе, когда наносы водохранилища предотвратят пропуск паводков через другие гидротехнические сооружения, в частности, водосбросы тоннеля высокого уровня.

Как указано в томе 3 - Главе 3 - Приложении 5 "Управление ВМ", только один "модуль" будет необходим на начальном этапе эксплуатации проекта для вариантов с НПУ 1290 и 1255, в то время как два модуля предусмотрены для варианта с НПУ 1220. Это возникает из выводов упомянутого отчета, и, в случае двух высших вариантов, является следствием

необходимости поддержания потока, выпускаемого из Рогуна в значениях, которые гарантируют, что безопасность Нурека не нарушена.

2. СТРОИТЕЛЬНЫЙ ТОННЕЛЬ № 3

2.1 Обзор СТЗ

Согласно результатам исследований приведенных в «Томе 3-Главе 3-Приложения 3» «Пропуск паводков во время строительства», необходимость в строительном тоннеле третьего уровня для обеспечения безопасности работ связанных со строительством плотины, как уже предвидено в оригинальном проекте ИГП, подтверждается. Цель строительного тоннеля обеспечить контроль над паводками и избежать перелива плотины на разных этапах строительства в пределах эксплуатационных рамок, подытоженных в параграфе 1.1.1.

Строительный тоннель третьего уровня остается неизменным для всех исследуемых альтернатив.

Предлагаемый строительный тоннель в основном состоит из напорного участка тоннеля, следующим безнапорным участком тоннеля и лотком выходного портала с конечным носком отброса струи.

Водоприемник строительного тоннеля третьего уровня на отметке 1,035м, напорный участок тоннеля с круглым сечением 15м в диаметре и длиной около 810м до камеры основных и аварийных затворов. Камера аварийно-ремонтных затворов расположена на расстоянии около 460м от водоприемника. Ниже камеры основных и аварийных затворов было использовано подковообразное сечение 14,5м шириной и 9,75м до конца лотковой части с арочным сводом, достигающего максимальной высоты в 17м.

Носок отброса струи расположен в низовой безнапорной части тоннеля, на отметке 1004.3м.

Планировка видна на следующей схеме, для варианта НПУ 1290 мнум.

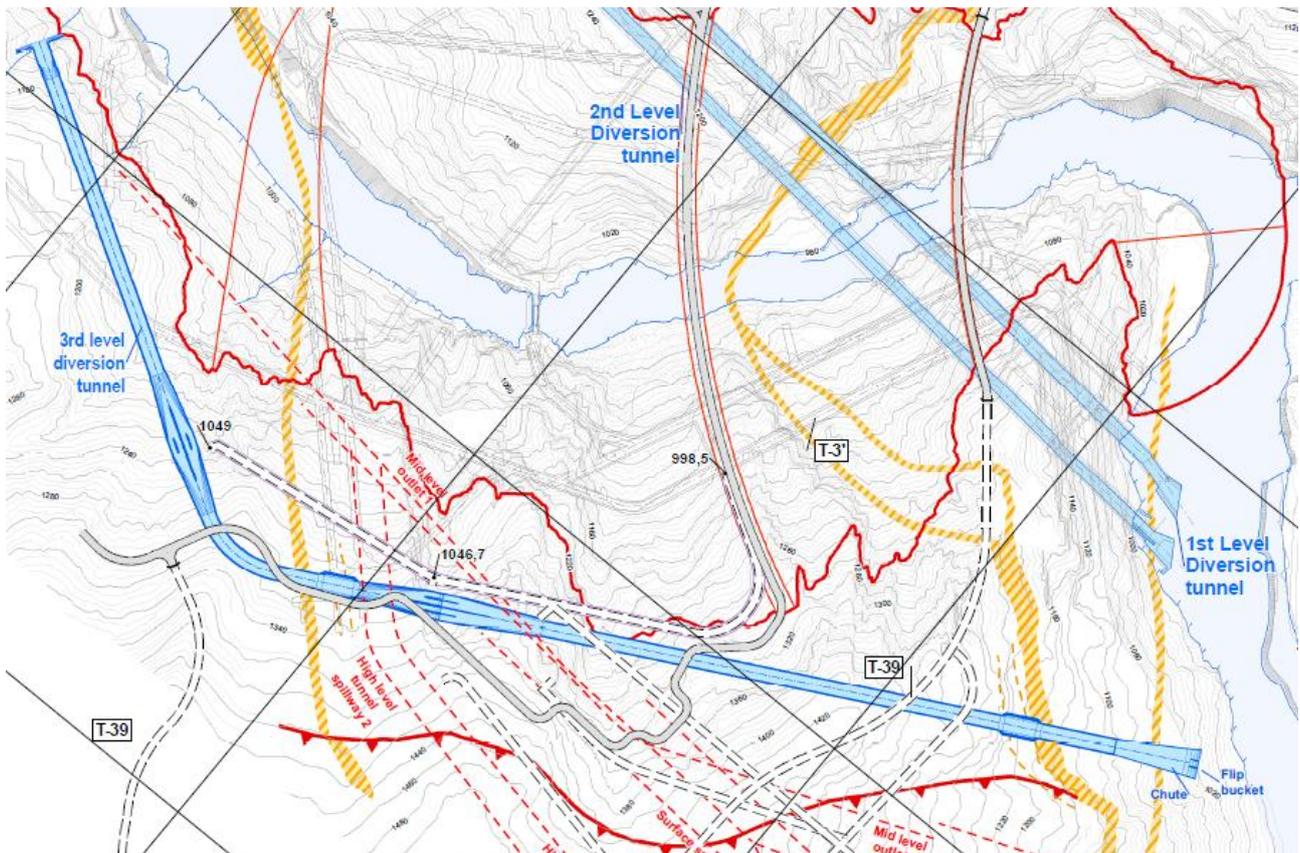


Рис. 1. Планировка строительного тоннеля третьего уровня

Сброс воды достигает $3,694 \text{ м}^3/\text{сек.}$ при уровне воды в водохранилище на отметке $1,185 \text{ м}$ для исключительного напора 150 м . Для альтернатив плотины НПУ 1255 м и 1220 м максимальный исключительный напор всегда составляет 150 м , таким образом, водосброс по проекту остается $3,694 \text{ м}^3/\text{сек.}$ Следует отметить, что анализы были проведены с указанным выше напором, соответствующим максимальному исключительному состоянию, несмотря на тот факт, что в соответствии с критериями, описанными в Томе 3 - Главе 3 - Приложении 3 "Управление паводком во время строительства", фактический максимальный рабочий напор не будет выше, чем 135 м .

Принимая во внимание тот факт, что тоннель будет эксплуатироваться долгий период во время строительства плотины, были приняты меры для предотвращения кавитации и предоставления соответствующей аэрации около регулирующих затворов.

Строительный тоннель должен эксплуатироваться в безопасных условиях с пропуском согласно уровню воды в водохранилище для всех вариантов плотины с максимальным напором 150 м . Максимальная скорость потока в напорных участках должна быть порядка 20 м/сек , а запас откоса в безнапорных участках должен составлять, по крайней мере, 25% от общей высоты тракта водозабора, и скорость воды в принципе не должна быть выше 20 м/сек для участков без аспирационной установки. Эти проектные критерии были приняты для данного тоннеля и других гидравлических сооружений.

Описание характеристик тоннеля и оценка его пропускной способности предоставлены в этой главе, также объясняя степень соответствия критериям проекта.

2.2 Основные и гидравлические характеристики строительного тоннеля

Исследование гидравлического поведения сфокусировано на уровне воды 1185м; тем не менее, результаты и критерии будут применимы к различным ситуациям при эксплуатации. Следует отметить, что размеры структур (водоприемника, тоннеля, затворов, и т.п.) остаются одинаковыми для всех трех альтернатив плотины, таким образом, была проанализирована ситуация только с вариантом НПУ 1290.

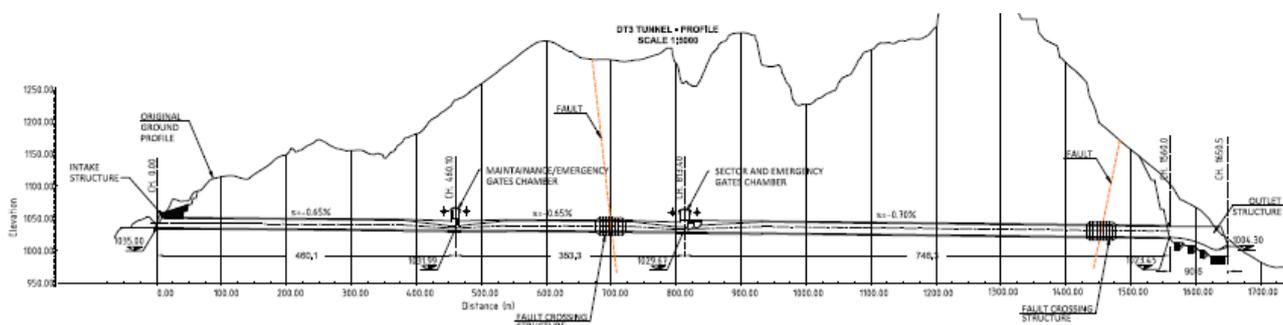


Рис.2. Поперечное сечение строительного тоннеля. Смотрите также **Error! Unknown switch argument.9** для вида сверху.

Ниже приведены основные характеристики и соображения, связанные с проектом строительного тоннеля №3.

Структура водоприемника.

Вход в тоннель имеет прямоугольное сечение 15м шириной и 25м высотой. Средняя скорость при входе, вокруг оси водоприемника, около 10м/сек.

Максимальное сдвигающее напряжение, достигаемое в водоприемнике, приблизительно 2кР. Согласно результатам теоретического анализа скорости и давления, всегда возможны условия для локальных зон низкого давления на желобах водоприемника между различными участками, из-за высоких скоростей и сдвигающего напряжения.

$$\lambda = \frac{P - P_0}{\rho \frac{u_0^2}{2}}$$

λ = степень кавитации

P = абсолютное статическое давление в интересующем месте

P_0 = давление газа (давление пара в двухфазовом, одно-компонентном потоке или сумма частичного давления пара и других газов в мульти-компонентной системе)

ρ = плотность массы жидкости

u_0 = исходная скорость

Интенсивность зон низкого давления уменьшается с увеличением длины переходных участков водоприемника. Известно, что для данного переходного участка водоприемника овальный контур создает меньше зон низкого давления, чем круглый, и высота зон низкого давления уменьшается, чем длиннее переходные участки. Однако, так как тоннель является временным сооружением, хоть и будет эксплуатироваться долгий период времени, внедрение такой формы не обязательно ввиду ее более высокой стоимости, чем округлой формы. Поэтому, окончательное определение формы для внедрения оставлено на более поздние этапы исследования, так как ее влияние на стоимость тоннеля не значительно при сравнениях альтернатив.

Можно предположить, что распределение скорости потока вдоль и около водоприемника высоких уровней воды довольно равномерное. Однако, градиент скорости может быть высоким и могут возникать локальные отклонения скоростей, что тесно связано с вихреобразованием.

Очевидно, что когда водоприемник полностью погружен водой во время штатного режима эксплуатации, вихреобразование на свободной поверхности маловероятно, но во время первого наполнения водохранилища при эксплуатации тоннеля с малым напором, на свободной поверхности могут появиться стоячие волны, когда верхние рубежи потока ударяются о верхние грани водоприемника; данные волны могут поспособствовать сдерживанию вихреобразования на свободной поверхности, что повлияет на эксплуатацию тоннеля. Экспериментальное исследование физической модели может определить предел уровня водохранилища, который совместим с эксплуатацией строительного тоннеля. На данном этапе проекта был принят круглый контур оголовка водоприемника.

Напорный участок тоннеля

От пикета 00+000 до пикета 00+813.4 уклон тоннеля составляет 0.65%, а диаметр круглого сечения тоннеля 15м. В конце данного участка тоннель представляет собой переходный участок 70м длиной от круглого сечения к прямоугольному сечению шириной 26.2м и высотой 7.1м, где расположены основные и аварийные затворы. Нижняя отметка 1029.67м.

Общая длина камеры секторных затворов, включая сходящееся, расходящееся и призматическое сечение, составляет приблизительно 201м. Используются три опоры, толщиной 3 м каждая, для разделения сечения на 4 тракта, где установлены 4 плоских затвора, шириной 4.3м и высотой 7.1м и четыре сегментных затвора шириной 4.3м и высотой 5.2м. Прилегающие переходные участки имеют стальную облицовку (5м вверх по течению и 10м вниз по течению). Кроме действий открытия и закрытия, затворы эксплуатируются только полностью открытыми.

Система аэрационных труб расположена в расширенной зоне ниже затворов. Была установлена отрицательная аэрационная ступень высотой 1.2 м для контроля кавитации на месте влияния нижнего водоносного слоя на нижнюю часть тоннеля.

Камера ремонтных и аварийных затворов расположена на расстоянии около 460м от водоприемника тоннеля. Четыре плоских затвора, шириной 4.3м и высотой 7.0м, способны перекрывать тоннель под напором. Данное решение было внедрено для закрытия тоннеля в случае, если затворы в нижней камере застрянут из-за движения породы из разрушения на пересечении Йонахшского разлома в результате сильного землетрясения.

Также в этом случае, стальная обделка предоставлена вдоль трактов затворов и прилегающие переходные участки (5м вверх по течению и 10м вниз по течению). Также функционирует аэрация, так как затворы могут эксплуатироваться под напором, как упоминалось выше. Тем не менее, аэрационные трубы должны оставаться закрытыми, чтобы избежать затопления находящейся выше каверны, где расположено эксплуатационное оборудование. Оборудование должно автоматически открыть в случае, если затворы эксплуатируются под потоком, и предвидится снижение давления вниз по течению до низких значений.

Сразу на входе в камеру затворов, было предусмотрено специальное сооружение для столкновения с возможными дифференциальными движениями на пересечении Ионахшского разлома. Такая конструкция в основном образована последовательностью тяжелых железобетонных колец, толщиной около 3,5 м, с внутренним диаметром 17 м, охватывающих область пересечения разлома. Будучи диаметром 2 м больше, чем нынешнее сечение туннеля, вторая бетонная облицовка обеспечивается толщиной около 0,5 м, с тем, чтобы восстановить нынешнее сечение туннели, избегая нарушения в потоке. Пространство между двумя облицовками, внешний образован из колец и внутренний, заполнен ячеистым бетоном, который может поглощать до некоторой степени дифференциальные движения, подобно тем, вытекающим из эффекта ползучести, избегая повреждения внутренней обделки. В случае очень больших смещений внутренняя обделка может даже разрушиться, но полость туннеля не будет потеряна, благодаря внешней конструкции, элементы которой могут вытеснять друг друга, не ломаясь. Подробный структурный анализ будет необходим на более позднем этапе исследований.

Безнапорный участок туннеля

Как упомянуто выше, ниже камеры аварийных затворов туннель сходится из прямоугольного сечения шириной 26.2м на подковообразное сечение шириной 14.5м и высотой 9.75м до конца лотковой части с арочным сводом, достигая максимальной высоты 17м. Туннель был спроектирован с уклоном 0.7 %.

На выходном портале имеется быстроток с расходящимся сечением, от 14.5м до 30м шириной и 90м длиной с носком отброса струи в реку Вахш.

2.3 Режимы работы и методологические подходы для строительного туннеля

Условия потока в строительном туннеле различны, в зависимости от отметки водохранилища и геометрических особенностей. Фактически туннель может работать при частично безнапорном, напорном и безнапорном потоке. В туннеле могут происходить следующие условия потока.

Частично безнапорный – когда уровень воды в водохранилище находится между отметками 1050м и 1060м, могут происходить пульсации в зоне перехода от безнапорного к напорному участку.

Напорный – от водоприемника до камеры затворов туннель работает только в напорных условиях, когда уровень воды в водохранилище выше отметки 1060м. В данном случае расход контролируется потерей напора вдоль туннеля и через отверстия затворов.

Безнапорный – от камеры затворов до быстротока выходного портала поток идет в безнапорных условиях и в сверхкритичном режиме. На данном участке поток может быть смешан (вода и воздух). Возможно образование пробок из воздушно-водяной смеси. Таким образом, требуется надлежащая система аэрации.

Теоретические принципы и методологические подходы, принятые в проектировании, представлены в следующих параграфах от 2.3.1 до 2.3.5.

2.3.1 Напорное течение

Пропускная способность нагнетаемого тоннеля дана следующим уравнением:

$$Q = \frac{1}{\sqrt{K_L}} \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

где:

g: ускорение свободного падения [g=9.81 м/с²]

H: суммарная высота напора для сброса [м]

K_L: итоговые убытки системы [-]

A: зона выходного портала [м²]

Q: расход [м³/с]

Напор тоннеля определяется как:

$$H = h_e + \sum h_c + \sum h_{ex} + \sum h_f + h_v$$

где:

h_e: потери на входе [м]

∑h_c: потери напора в результате уменьшения сечения [м]

∑h_{ex}: потери напора в результате увеличения сечения [м]

∑h_f: потери напора по длине [м]

h_v: потери напора при скорости на выходе [м]

Различные потери связаны следующим образом:

$$H = k_e \cdot \left(\frac{V_1}{2g} \right)^2 + k_c \cdot \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + k_{ex} \cdot \left(\frac{V_2 - V_3}{2g} \right)^2 + k_c \cdot \left(\frac{V_4^2}{2g} - \frac{V_3^2}{2g} \right) + k_v \cdot \left(\frac{V_4}{2g} \right)^2 + \frac{f \cdot L_1}{4R_h} \cdot \frac{V_1^2}{2g} + \frac{f \cdot L_2}{4R_h} \cdot \frac{V_2^2}{2g} + \frac{f \cdot L_3}{4R_h} \cdot \frac{V_3^2}{2g} + \frac{f \cdot L_4}{4R_h} \cdot \frac{V_4^2}{2g}$$

где:

k_e : коэффициент потерь на входе [-]

k_c : коэффициент потерь напора в результате уменьшения сечения [-]

k_{ex} : коэффициент потерь напора в результате увеличения сечения [-]

k_v : коэффициент потерь напора при скорости на выходе [-]

L : длина участка тракта [м]

$$f: \frac{8g \cdot n^2}{R_h^{1/3}}$$

n : коэффициент Мэннинга [с/м^{1/3}]

R_h : гидравлический радиус [м]

Из уравнения неразрывности:

$$Q = A_1 \cdot V_1 = A_4 \cdot V_4 = A_x \cdot V_x$$

$$(A_4 \cdot V_4)^2 = (A_x \cdot V_x)^2$$

затем:

$$\frac{V_x^2}{2g} = \left(\frac{A_4}{A_x} \right)^2 \cdot \frac{V_4^2}{2g}$$

В результате:

$$H = \frac{V_4^2}{2g} \cdot K_L \cdot \left[\left(\frac{A_4}{A_x} \right)^2 \cdot k_e, \left(\frac{A_4}{A_x} \right)^2 \cdot k_c, \left(\frac{A_4}{A_x} \right)^2 \cdot k_{ex}, \sum_{i=1}^n \frac{f_i \cdot L_i}{4R_{hi}} \cdot \left(\frac{A_4}{A_i} \right) \right]$$

$$Q = \frac{1}{\sqrt{K_L}} \cdot A_4 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

2.3.2 Основные предположения

За исключением коротких участков, где предусмотрена стальная обделка, тоннель закреплен бетоном, для коэффициента укомплектования было принято значение 0.012

$c/m^{1/3}$, согласно литературным источникам **Error! Unknown switch argument.**.. Соображения, касающиеся значений коэффициента укомплектования, соответствующих высшим футеровки шероховатости приведены в пункте 2.3.6.

Коэффициент потери напора на входном портале, сингулярности увеличения и уменьшения сечения были подсчитаны в соответствии с БРСША **Error! Unknown switch argument.** и **Error! Unknown switch argument.** и кратко изложены здесь:

$$\Delta h = k_{ex} \cdot \left(\frac{V_2 - V_3}{2g} \right)^2 = \left(\frac{A_3}{A_2} - 1 \right) \frac{V_3^2}{2g}$$

В основном, использованы следующие коэффициенты.

$$k_e = 0.3$$

$$k_c = 0.5$$

$$k_{ex} = 0.5$$

Тем не менее, согласно характеристикам сингулярности, коэффициенты также были подсчитаны со ссылкой на следующие публикации:

A. Lencastre: Manuel d'Hydraulique Générale

H. King – E. Brater: Handbook of Hydraulics

L. Levin: Formulaire des Conduits Forcées, Oléoducs et Conduits d'Aération

2.3.3 Профили водной поверхности в рабочих условиях установившегося потока

Были оценены профили водной поверхности в условиях установившегося потока ниже основных затворов, внедряя гидравлическую модель, основанную на интеграции уравнения медленно изменяющегося течения. Программное обеспечение STEFLO использовалось для внедрения модели.

Математическая модель STEFLO – Расчет стационарного течения в реках - была разработана между 1990 и 1992 году со стороны Laboratoire d'Hydraulique de France - CEFRHYG/SOGREAH, Grenoble and Centro di Ricerche Idraulica e Strutturale - ENEL, Milan.

STEFLO - это программа для расчета профилей постоянного течения в моделях в неразветвленной реки. Вычисление обоих сверхкритических и субкритических режимов течения допущены, и формирование, а также расположение гидравлических прыжков учитывается. Программа может принимать во внимание эффекты искусственных или естественных особенностей, которые влияют на поведение течения.

Выдержка из руководства пользователя, объясняющая методологию, приводится в Приложении 4.

Для выполнения гидравлического анализа были сделаны следующие шаги:

- Моделирование геометрии канала
- Внедрение коэффициентов потерь напора и граничных условий
- Определение сбросов

Как упомянуто выше, основная вычислительная процедура основана на интеграции уравнения медленно изменяющегося течения:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{\beta \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \frac{\partial A}{\partial x} + S_0 - S_f - \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{Q}{A} - U_L \right) \cdot \frac{q}{g \cdot A} - \frac{Q^2}{g \cdot A} \frac{\partial \beta}{\partial x}}{1 - Fr^2}$$

h Глубина воды

x Продольная абсцисса

Q Сброс

β Поправочный коэффициент количества движения = $\beta(x, h)$

A Смоченная площадь поперечного сечения = $A(x, h)$

g Ускорение свободного падения

S_0 Уклон дна = $-dz/dx$

z_f Нижняя отметка

S_f Потери напора на трение на единицу длины

Fr Число Фруда

Q Боковой приток = dQ/dx

U_L Составляющая скорости бокового притока вдоль вектора x (не учитываемая программой)

Число Фруда определяется как:

$$Fr^2 = \frac{\beta \cdot B \cdot Q^2}{g \cdot A^3} - \frac{Q^2}{g \cdot A^2} \cdot \frac{\partial \beta}{\partial h}$$

В настоящее время в моделировании приложений для расчёта S_f используется формула установившегося течения

$$S_f = Q^2 / K^2$$

где: $K = K(h, x)$ = модуль расхода

Вышеприведенное уравнение является обычным дифференциальным уравнением первого порядка. Оно интегрируется, используя метод Рунге-Кутты четвертого порядка, или приближение параболой на последовательных интервалах Δx .

2.3.4 Размыв в результате воздействия падающей струи в воронке размыва

Оценка размыва из-за воздействия падающей струи в воронке размыва будут проводиться как с помощью эмпирических формул и через теоретическую оценку подхода динамических давлений дна воронки размыва в соответствии с предложением Хартунга и HäusleХаушера [14].

Эмпирические формулы являются обычным инструментом для критериев гидравлического проектирования, потому что они просты в применении. Тем не менее, точность различных формул показывает существенные различия, были ли использованы результаты модели или прототипа для настройки параметров. Кроме того, трудность имитации геомеханических аспектов в масштабных модельных испытаниях, значительно влияет на результаты, полученных в результате эмпирических формул.

Приложение к условиям прототипа теоретического подхода, представленного в [14] для вычисления среднего динамического давления, позволяет определить тенденции размыва и определить доверительный интервал глубины размыва в зависимости от динамических давлений.

Эмпирические уравнения

Различные типологии эмпирических формул предложены в литературе. В некоторых формулах, глубина размыва D зависит только от удельного расхода q , от падения напора H и от коэффициентов эмпирического показателя. В других формулах, D также зависит от кривой гранулометрического состава русла реки (d_{50} и d_{90} , например) и водяной подушки в водобойном колодце.

Общий вид выглядит следующим образом:

$$D = t + h = kq^x H^y h^w d^z$$

где:

D : глубина размыва, измеренная от уровня воды в нижнем бьефе (м)

t : глубина размыва ниже уровня неразмывтого русла (м)

h : глубина воды в нижнем бьефе над уровнем неразмывтого русла (водяная подушка) (м)

K : эмпирическая константа

q : удельный расход (m^2/c)

H : падение напора от уровня водохранилища до уровня воды в нижнем бьефе (м)

d : средний размер частиц русла (м)

Как упоминалось выше, различные исследования, в основном, по физическим моделям, привели к принятию ряда значений для “ k ”, “ x ”, “ y ”, “ w ” and “ z ”. Здесь делается ссылка на наиболее часто используемые формулы в международной литературе.

Ограничения коэффициенты и коэффициенты мощности, используемые в принятых уравнениях следующие:

Автор	Применимость Error! Reference source not found.	K	x	y	w	z
Веронизе (Б)	Гориз. И Падающая струя, $d_m < 0.005$ м	1,9	0,54	0,225	0	0
Дамле (А)	носок	0,652	0,5	0,5	0	0
Дамле (Б)	носок	0,543	0,5	0,5	0	0
Дамле (В)	носок	0,362	0,5	0,5	0	0
Мартинс А	Падающая струя и породоспуски	1,9	0,6	0,1	0	0
Мартинс Б	носок	1,4	0,5	0,1	0	0
Мейсон	Падающая струя	3,27	0,6	0,05	0,15	-0,1
Тараймович	носок	0,633	0,67	0,25	0	0
INCYTH*	Падающая струя и породоспуски	1,413	0,5	0,25	0	0
Пинто	Падающая струя и породоспуски	1,2	0,54	0,225	0	0
Чи и Канг	Падающая струя	1,663	0,6	0,2	0	-0,1

*INCYTH, *Laboratorio de Hidraulica Aplicada, Ezeiza, Аргентина*

Таблица 1 Эмпирические уравнения, предложенные в литературе

В самом деле, область изменения глубины размыва вызывает неопределенность в применении эмпирических уравнений для практических случаев. Следует подчеркнуть, например, что исходное уравнение Веронезе представило значения глубины размыва, совместимые с условиями прототипа, в случае водобойного колодца, расположенного ниже по течению от водосброса Итайпу. Размеры прототипа после чего морфологическое состояние равновесия было достигнуто в водобойном колодце плотины Итайпу показало, что максимальная глубина размыва 30 м примерно соответствовала целям, предусмотренным уравнением Веронезе (Electroconsult, 1972).

Эти же уравнения, применяемые к случаю плотины Караиба на реке Замбези, несколько недооценили глубину размыва. Глубина размыва под основанием плотины достигла 60 м после работы водосброса. Глубина размыва во многом зависит от режима работы водосброса.

В случае плотины Караиба на реке Евфрат, формула Веронезе, примененная к условиям прототипа, переоценила измеренную глубину размыва. Сброс около 8000 м³/с после одного года работы ГЭС произвела глубину размыва ниже, чем было предусмотрено формулой Веронезе (Electroconsult, 1990).

Несколько исследований использовало поведение падающей струи, чтобы получить возможные масштабы размыва, вызванного свободным падением струи. Для проверки глубины размыва, рассчитанной эмпирическими формулами, теоретический подход, основанный на динамическом давлении подводной струи, был использован, чтобы определить "луковицу напряжения", как предложено в [14].

Теория луковицы напряжения (кривая равных напряжений в нагруженном грунте)

Среднее динамическое давление выражается в зависимости от изменения гидродинамического давления с глубиной:

$$\frac{P}{P_u} = \frac{y_k}{y} \cdot e^{-\frac{\pi}{16} \left(\frac{10x}{y} \right)^2}$$

который дает:

$$x = \sqrt{-0.05 y^2 (\ln P \cdot y - \ln P_u \cdot y_k)}$$

Заменяя значения P_u и y_k в каждом случае, и выбирая любые значения y и P , значения x можно рассчитать по оси динамической нагрузки, при свободной поверхности воды, как показано на следующих рисунках.

P является гидродинамическим давлением в пределах "луковицы напряжения" (т/м²)

P_u является гидродинамическим давлением в зоне воздействия (т/м²)

y_k является длиной центральной струи (м)

x, y являются координатами в ядра уплотнения (м)

Метод позволяет подсчет и, следовательно, составление "луковицы напряжения", произведенной падающей ступей и определение распределения давления для различных отметок под зоной воздействия.

Q	м³/с	Расход
Z _{res}	мнум.	Уровень воды водохранилища или чистая энергия в носке
Z _{ds}	мнум.	Водоотводящий канал
H	м	Общий напор (Z _{res} - Z _{ds})
Z _{flip}	мнум.	Отметка носка высокого уступа
B	м	Ширина лотка
q	м²/с	Удельный расход q = Q/B
H ₀	м	Высота напора между Z _{res} и струей в носке высокого уступа (выход), минус потери напора в данном участке/или энергия в носке высокого уступа Z _{res} - Z _{flip}
H ₁	м	Высота напора между носком высокого уступа и Уровнем воды в нижнем бьефе Z _{flip} - Z _{ds}
V _l	м/с	Скорость воды на выходе
dl	м	Глубина воды на выходе dl=q/Vl
α	°	Угол выхода
V _u	м/с	Теоретическая скорость струи в точке воздействия в реке $V_u = (2g (H_0 + H_1))^{1/2}$
B _u	м	Ширина прямоугольной зоны воздействия. 2B _u =q/V _u
y _k	м	Длина оси струи. y _k = B _u /tan(α _i), α _i = угол внутренней диффузии=14° как предлагается Эрвином и Фэлвейи и приводится Аннандале Error! Reference source not found.)
P _u	т/м²	Гидродинамическое давление в точке воздействия P _u = V _u ²/2g Угол воздействия траектории падающей струи, рассчитанный как
α _u	°	$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=x_0} y = x \cdot \tan(\alpha) - \frac{x^2}{K [4 \cdot (d + h_v) \cdot \cos^2(\alpha)]}$ <p>K = коэффициент, учитывающий влияния сопротивления воздуха на траекторию струи coefficient allowing for the effects of air resistance on the jet trajectory</p>

Таблица 2 Основные параметры, используемые для применения метода среднего гидродинамического давления.

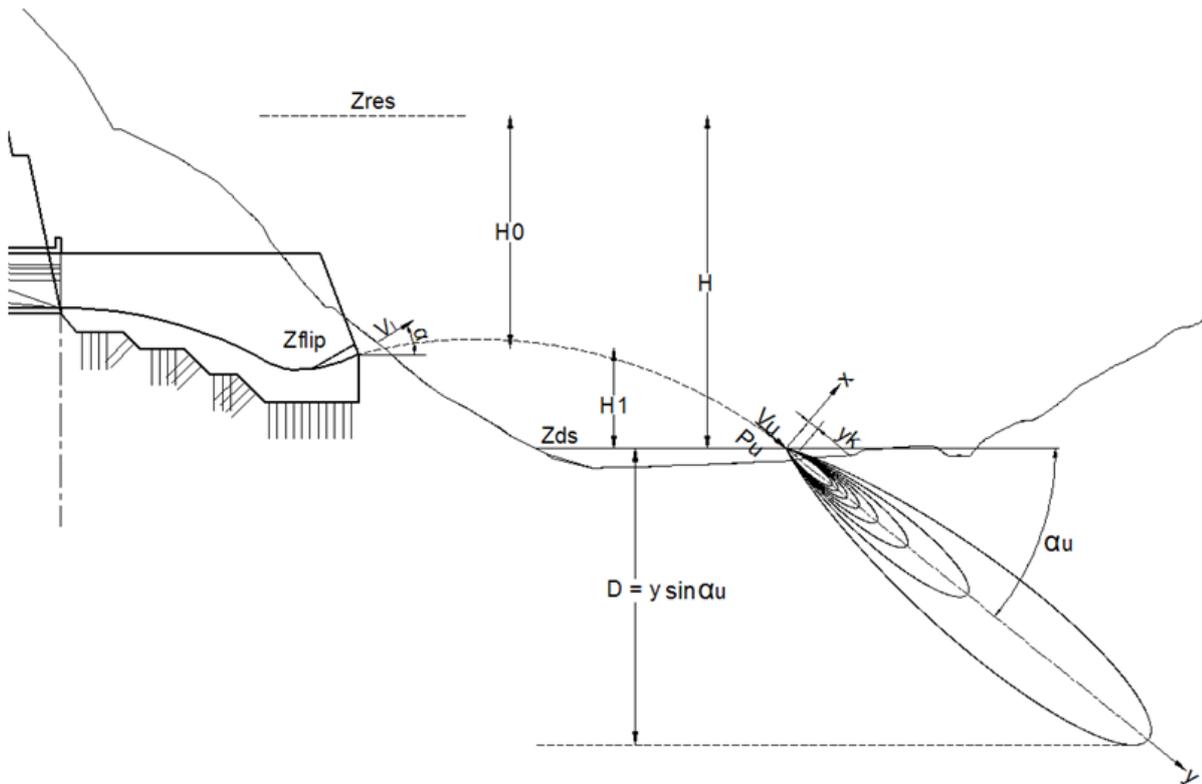


Рис. 3. Основные параметры, используемые для применения метода среднего гидродинамического давления.

2.3.5 Потребность в воздухе

Следующие эмпирические уравнения для определения потребности в воздухе можно найти в литературных источниках; они были применены в случае аэрации тоннеля ниже от камеры затворов и на входном портале шахтных водосбросов.

$$\beta = 0.1 (F_r - 1)^{1.0} \text{ (Военная корпорация инженеров США «Критерии гидравлического расчета»)}$$

$$\beta = 0.024 (F_r - 1)^{1.4} \text{ (Пол Визнер – Потребность в воздухе и прерывистое давление в глубинных водосбросах)}$$

$$\beta = 0.03 (F_r - 1)^{1.06}$$

(А.Гетти, Г. Да Силва: Исследование по запуску сооружений глубоких регулируемых водовыпусков из водохранилища IX съезд ICOLD, Стамбул, 1967.)

$$Fr = V_w / (g h_w)^{0.5}$$

И

$$\beta = Q_{air} / Q_{water}$$

Три уравнения выше похожи, потому что они основаны только на числе Фруда “ F_r ” при суженной струе жидкости.

Обычно потребность в воздухе максимальна, когда затворы частично открыты. Согласно принятым критериям, в данном случае затворы эксплуатируются в штатном режиме только при 100% коэффициенте открытия. Коэффициент сжатия зависит от сечения ниже камеры затворов, следовательно, эффективная глубина при суженной струе в данном случае будет 80% от открытия затвора (гипотеза совместимая с отклонением свода тракта на основном затворе).

Данные критерии были применены в случае проектирования вентиляционной шахты для камеры затворов и аэрации водосбросов в случае водосбросных тоннелей верхнего уровня, см. параграф 4.2.5.

Потери напора вентиляционной системы

Оценка потери напора была проведена на основе классических уравнений гидродинамики, применяемых к притоку воздуха через воздухопроводы от внешней атмосферы к вентиляционным каналам затворов.

Уравнение энергии в состоянии стационарного течения, применяемое к притоку воздуха между двумя различными точками P1 и P2, предполагая, что там нет центральной работы или эффектов теплообмена, заключается в следующем:

$$z_1 \rho g + p_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2 \rho}{2} - \sum_{i=1}^n \Delta P_{\text{dist},i} - \sum_{j=1}^m \Delta P_{\text{conc},j} = z_2 \rho g + p_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2 \rho}{2}$$

Где: $\alpha_{1,2}$ = поправочные коэффициенты кинетической энергии

$V_{1,2}$ = средняя скорость потока поперечного сечения

$z_{1,2}$ = Отметка

$p_{1,2}$ = Статическое давление

ρ = Плотность воздуха

ΔP_{dist} = Потери распределенного давления (фрикционные потери напора)

ΔP_{conc} = Концентрированные потери давления (незначительные потери напора)

Формулы, принятые для определения плотности воздуха и кинематической вязкости воздуха в зависимости от давления и температуры, являются следующими:

$$\rho = 1.293 * \frac{p_b}{1.013} * \frac{273}{273 + t}$$

$$p_b = -0.1125 * H + 1011.5$$

$$\nu = \frac{1.53}{\rho} * 10^{-8} * \frac{(273 + t)^{1.5}}{413 + t}$$

Где: ρ = плотность воздуха [кг/м³]

t = температура воздуха [$^{\circ}$ C]

P_b = барометрическое давление [мбар]

H = высота [м]

ν = вязкость кинематического воздуха [м²/с]

Потери напора были рассчитаны с формулой Дарси Фейсбах и упрощение соотношения Колбрука Уайт было использовано для определения коэффициента трения.

Формулу Дарси Фейсбах, примененную к воздушному потоку, можно записать следующим образом:

$$\Delta P_{\text{dist},i} = \frac{L_i * \rho * f * V_i^2}{2 * D_i}$$

Коэффициент трения f был рассчитан с упрощением формулы Колбрука Уайт.

$$f^* = 0.11 * \left(\frac{\varepsilon}{D} + \frac{68}{Re} \right)^{0.25} \text{ Упрощение формулы Колбрука Уайт}$$

$$f^* < 0.018 \rightarrow f = 0.085 * f^* + 0.0028$$

Или

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{f}} \right) \text{ Формула Колбрука Уайт}$$

Где:

L_i = Длина трубы i - участок [м]

ρ = плотность воздуха [кг/м³]

V_i^2 = средняя скорость потока в трубе i -участок [м²/с²]

D_i = Диаметр трубы в трубе i -участок [м]

ε = коэффициент абсолютной шероховатости [м]

Незначительные концентрированные потери давления были рассчитаны в зависимости от динамического давления на рассматриваемом участке трубы.

$$\Delta P_{\text{conc},j} = K_j * \frac{\rho * V_j^2}{2}$$

Коэффициенты K_j зависят от конкретного вида разрыва: изгибы, на входе, на выходе, и т.д. ... Сумма потерь фрикционного давления для каждого участка трубопровода и незначительные потери по каждому разрыву представляет собой суммарные потери давления.

$$\Delta P_{\text{tot}} = \sum_{i=1}^n \Delta P_{\text{dist},i} + \sum_{j=1}^m \Delta P_{\text{conc},j}$$

Расчет фрикционных потерь был проведен также с учетом следующей формулы:

$$\Delta P_{\text{dist},i} = \frac{L_i * \rho * V_i^2}{D_i} * \left(0.0036 + 0.305 * \left(\frac{v}{V_i * D_i} \right)^{0.35} \right)$$

что дает в общих результатах прочность меньше, чем более общая формула гидродинамики. По этой причине более общая упрощенная формула Колбрука Уайта была принята во внимание.

2.3.6 Пропускная способность строительного тоннеля

Согласно вышеупомянутому теоретическому подходу, максимальный сброс с полностью открытыми затворами при уровне воды в водохранилище на отметке 1,185 мнум, которому соответствует исключительный проектный напор 150 м, составляет 3,694 м³/сек.

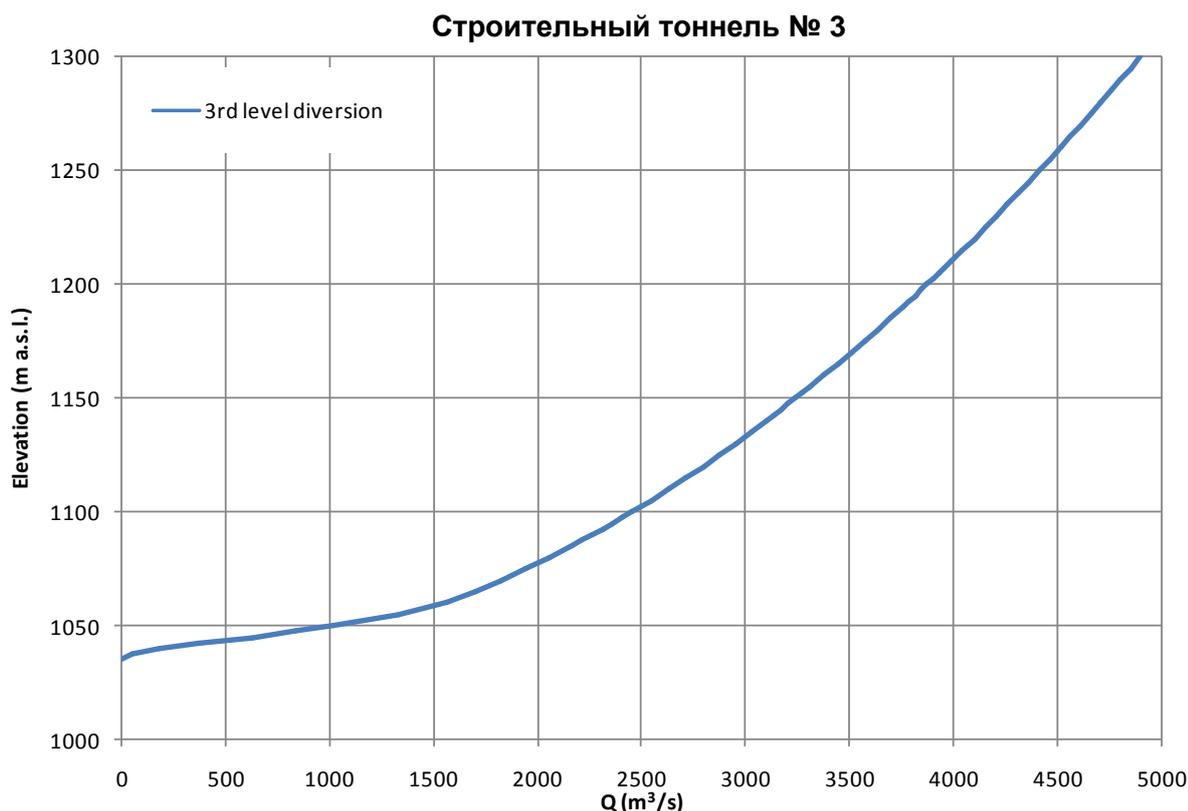


Рис. 4 Зависимость напор – сброс. Тоннель с напорным участком до камеры затворов

Вычислительный подход, примененный для определения кривой напор – сброс, имеет запас прочности, в действительности теоретический анализ подсчета потерь напора не принял во внимание различные факторы, связанные со сложными физическими явлениями: напр. потери камеры затвора учитывая ее фактическую форму (меньшие, чем предполагается) и снижение давления (эквивалентное увеличению напора H) из-за отсасывания воздуха в

нижней части тоннеля. Следовательно, разумно думать, что в реальности зависимость напор – сброс будет больше, чем на кривой расходов теоретического анализа. Это увеличивает риск возникновения пробок из воздушно-водяной смеси в нижней части тоннеля и может увеличиться потребность в воздухе.

Относительно гидравлического поведения можно сделать следующие соображения:

Q= 3694 м³/сек.

Между водоприемником и камерой аварийно-ремонтных затворов, тоннель эксплуатируется в напорных условиях, с максимальной скоростью близкой к 21 м/сек при напоре в 150м. На пикете 3+78 начинается сужение к камере затворов, площадь постепенно уменьшается и скорость увеличивается до 30 м/сек. в трактах выше затворов.

Строительный тоннель закреплен бетоном, и средняя скорость приблизительно в 21 м/сек. теоретически совместима с сооружением и размерами тракта. В любом случае, чтобы избежать потенциальных проблем с кавитацией и пульсациями необходимо избегать резких изгибов подошвы и боковых стен облицовки. Характеристики облицовки будут определены на этапе детального проектирования.

В зоне затворов, где некоторые изменения сечения и нарушения, такие как те, что из-за пазов затворов, происходят одновременно с более высокой скоростью воды, была применена стальная облицовка.

Поскольку через некоторое время обделка туннели может ухудшиться, в силу различных факторов, влияние более высокой шероховатости на пропускную способность туннели было проанализировано, повторяя вычисления с коэффициентом Мэннинга = 0,015, что является довольно низким значением для туннели диаметром 15 м. При вычислении ухудшение всего участка до камер затворов было учтено, кроме части со стальной облицовкой. Коэффициенты других потерь, которые зависят от общих геометрических особенностей туннели (впускное отверстие, расширение, сокращение и другие особенности) не были изменены.

Результаты здесь ниже сравнены с результатами расчета, сделанного с $n = 0,012$.

Коэфф. Трения Мэннинга	n (с/м ^{1/3})	0.012	0.015
Потери фрикционного напора на участке давления	$г$ (м)	7.56	13.18
Чистый напор на участке затворов	$Г$ (м)	129.30	124.26
Расход	Q (м ³ /с)	3,693.91	3,621.30

Разница в расходе стока несколько больше, чем 70 м³/с, что меньше, чем диапазон неопределенности расчета.

2.3.7 Поведение строительного тоннеля в безнапорном состоянии

Основные проблемы, которые могут произойти сразу ниже затворов, где поток идет в безнапорных условиях, следующие:

- Ударные волны
- Пробки из воздушно-водяной смеси
- Захват воздуха водой

Ударные волны могут образоваться, когда сужается поток на высокой скорости. В действительности, скорость воды на участке открытых затворов и ниже очень высока, и меняется сечение между участком затворов и следующей части тоннеля. Ударные волны характеризуются большой разницей в глубине воды для сечения; их позиция стабильна, но они могут распространяться на большие расстояния вниз по течению, нарушая поток далеко от своего места возникновения. С другой стороны, нестабильная поверхность воды может привести к формированию пробок из воздушно-водяной смеси.

Пробки из воздушно-водяной смеси возникают в тоннеле при высоких скоростях, в основном, когда площадь сечения слишком мала для расхода. Ударные волны и нестабильная поверхность воды может привести к формированию пробок и гидравлических прыжков вдоль безнапорных участков тоннеля.

Механизм возникновения такой пробки можно описать следующим образом: в верхней части тоннеля воздух над плывущей водой циркулирует в тоннеле, воздух близкий к поверхности воды идет вниз по течению, а воздух около свода стремится вверх по течению. Если поверхность воды из-за неустойчивости поднимется до вершины тоннеля, она внезапно замедлится из-за обратного потока воздуха. Это создает пробку, или своего рода гидравлический прыжок, который движется по течению как поршень. Это явление увеличивает потребность в воздухе и вызывает отрицательное давление.

Далее к двум вышеупомянутым явлениям, ожидается захват воздуха водой в потоке с очень высокой скоростью (порядка 41 м/сек через открытые затворы).

Эрозия из-за кавитации может произойти ввиду большого снижения давления ниже камеры затворов. Чтобы избежать этого риска, на данном этапе проекта была предложена система вентиляции и стальная облицовка вдоль камеры затворов. Оценка потребности воздуха с учетом пропускной способности может быть подсчитана в соответствии с формулами из источников, см. параграф 2.3.5. Согласно с теми эмпирическими индикаторами, потребность в воздухе составляет приблизительно 25% расхода воды, когда скорость на участке затворов достигает 41 м/сек. и число Фруда равняется 6.1. Максимальная скорость в вентиляционных трубах должна быть около 45 м/сек., как указано в работе «Захват воздуха водой в безнапорных потоках», IANR, 1991 год. В этих условиях, четыре вентиляционные трубы диаметром 2.5м необходимы для получения сброса воздуха равного 25% расходу воды.

Вентиляционные отверстия будут помещены на своде туннеля непосредственно ниже от секторных затворов и предусмотрены для соединения с вентиляционной галереей с поперечным сечением 22,5 м² и около 170 м длиной до транспортного туннеля Т-3'. Расчеты, проведенные в соответствии с методологией, указанной в пункте 2.3.5, показали, что глобальные потери напора вдоль вентиляционной галереи и туннелями находятся в порядке 3.50 кПа.

Тем не менее, потребуются результаты экспериментов с физической моделью для утверждения гидравлического поведения и оптимизации начального проекта, для достижения лучшей пропускной способности сооружения. Физическая модель должна быть соответствующих размеров, совместимых с исследуемым явлением, чтобы иметь достаточную надежность относительно воспроизведения проблем захвата воздуха водой.

Принимая во внимание вышесказанное, были приняты следующие меры:

- Переход от сечения затворов к сечению тоннеля под углом порядка 4° ;
- Такая площадь сечения и уклон нижней части тоннеля, чтобы коэффициент заполнения был ниже 75%;
- Предполагается установка системы аэрации ниже затворов. Также установка отрицательной аэрационной ступени для контроля проблем кавитации под нижним водоносным слоем. Вентиляция может быть также предусмотрена в соответствии с уступом, расположенным ниже по течению от затворов, через вентиляционные трубы, созданные в бетонных конструкциях и достигающие вертикальной поверхности такого уступа.

Строительный тоннель эксплуатируется в безопасных условиях со сбросом связанным с уровнем воды водохранилища для всех альтернатив плотины.

Кривая зависимости напор – расход показана здесь и дальше для установившегося течения. Для сброса $3,694 \text{ м}^3/\text{сек.}$, запас откоса в безнапорном участке составит около 25% от общей высоты тоннеля.

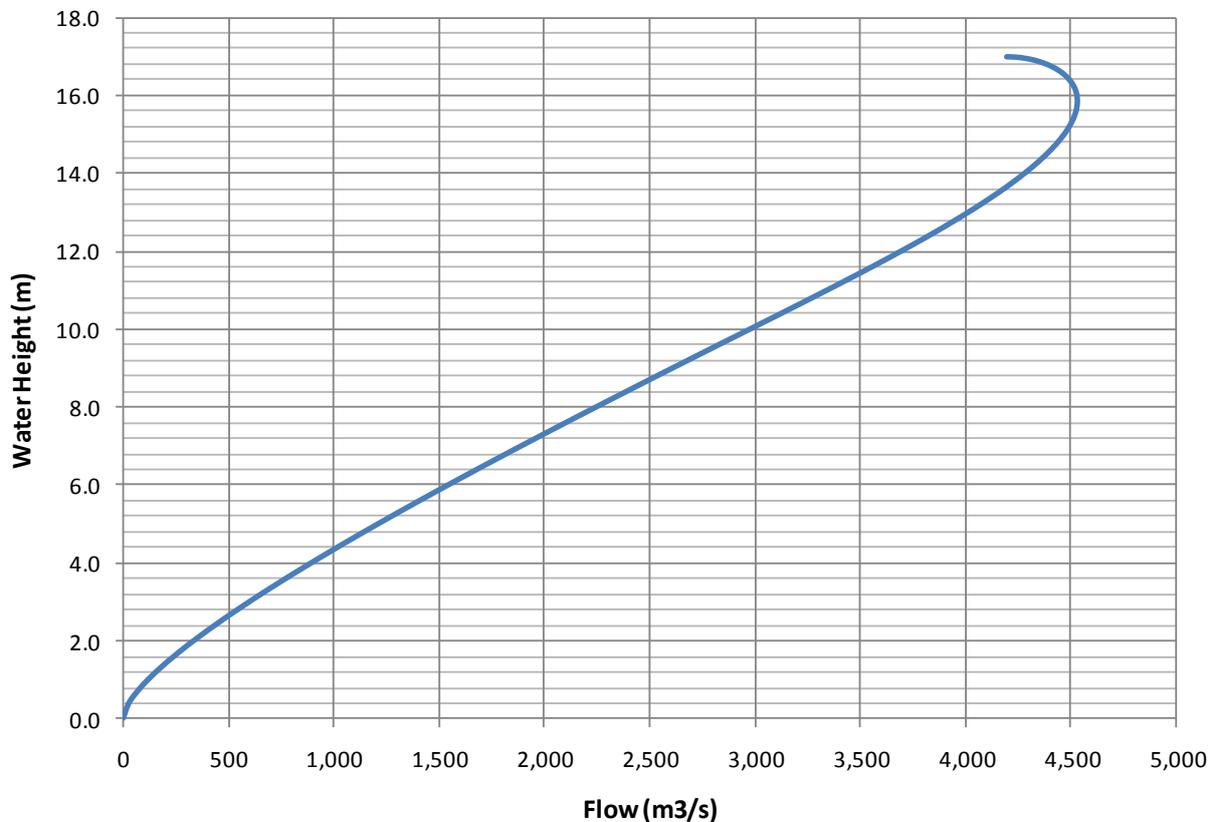
Следует отметить, что поток сразу ниже затворов идет в сверхкритичном режиме, с довольно высокими значениями скорости воды, и, следовательно, с надводным бортом выше, чем указано выше, затем он постепенно замедляется до установившегося течения, скорость воды для которого составляет около 21 м/сек.

Тем не менее, учитывая длину участка вниз по течению от затворов до выхода туннеля, равномерное состояние потока не достигается. Последствия этой ситуации таковы, что с одной стороны надводный борт значительно выше, чем теоретический соответствующий равномерному потоку, и что скорость воды на выходе выше, чем вышесказанные 21 м/с: этот факт был учтен для расчета профиля лотка, а также траектории струи и размыва в воронке размыва.

Также в этом случае был проанализирован эффект фактора шероховатости Мэннинга в 0,015.

Что касается ситуации $n = 0,012$, происходит увеличение высоты воды около 0,85 м в конце туннеля, но, надводный борт остается в значительной степени достаточный, скорость наполнения составляет более 50%, в то время как результаты скорости воды ниже примерно на 2,0 м/с.

Diversion Tunnel N. 3 - Free Flow Stretch



2.4 Носок высокого уступа

2.4.1 Траектории струи

Данный параграф анализирует траектории струи, соответствующие разным изучаемым углам: 30°, 25° и 20°.

Профиль рассчитывается, используя формулу USBR **Error! Unknown switch argument.**, **Error! Unknown switch argument.**, которая дает траекторию струи нижнего водоносного слоя (началом координат принимается конец выходной части носка):

$$y = x \cdot \tan(\alpha) - \frac{x^2}{K[4 \cdot (d + h_v) \cdot \cos^2(\alpha)]}$$

где:

x = горизонтальное расстояние

y = вертикальное расстояние

α = угол края выходной части с горизонталью

K = коэффициент, учитывающий сопротивление воздуха траектории струи

d = толщина струи

$$h_v = V_i^2 / (2g)$$

g = ускорение свободного падения

Результаты приведены в следующей таблице:

Z_{ip} [мнум]	Угол выхода [°]	Дистанция падения от выходной части [м]	Угол падения $\left(\frac{dy}{dx} \Big _{X=X_0} \right)$ [°]	Длина траектории $\left(\int_0^{x_0} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} dx \right)$ [м]
1009.1	30	167	43	183
1009.1	25	158	40	171
1009.1	20	147	37	157

Таблица 3 – Обобщающие результаты траекторий струи с разными углами выхода

Вышеприведенное вычисление действительно для исключительного проектного сброса 3,694 м³/сек.

Рассматривая длину траектории и зону охвата относительно местоположения выходного портала, 20° является желательным углом выхода потока из носка отброса струи.

2.4.2 Воронка размыва

Для того, чтобы определить глубину размыва разными эмпирическими формулами, следующие значения приняты в случае СТ-3:

- $q = 3,694 \text{ м}^3/\text{с} / 30 \text{ м} = 123.13 \text{ м}^3/\text{с}/\text{м}$,
- $H = 113 \text{ м}$ (соответственно энергии выше носка высокого уступа)
- $d = 1 \text{ м}$ (средний диаметр учитывая гидравлический разрыв пласта вследствие воздействия струи)

Показателями и коэффициентами мощности, используемыми в принятых уравнениях и результатами являются:

Автор	D (м)	K	x	y	w	z
Верониз (Б)	74.1	1.9	0.54	0.225	0	0
Мод. Верониза	54.6	1.9	0.54	0.225	0	0
Дэмл (А)	77.0	0.652	0.5	0.5	0	0
Дэмл (Б)	64.2	0.543	0.5	0.5	0	0
Дэмл (В)	42.8	0.362	0.5	0.5	0	0
Мартинс (А)	54.8	1.9	0.6	0.1	0	0
Мартинс (Б)	43.2	1.5	0.6	0.1	0	0
Мейсон	56.3	3.27	0.6	0.05	0.15	-0.1
Тараймович	52.0	0.633	0.67	0.25	0	0
INCYTH	51.2	1.413	0.5	0.25	0	0
Пинто	46.8	1.2	0.54	0.225	0	0
Чи и Кунг	76.9	1.663	0.6	0.2	0	-0.1

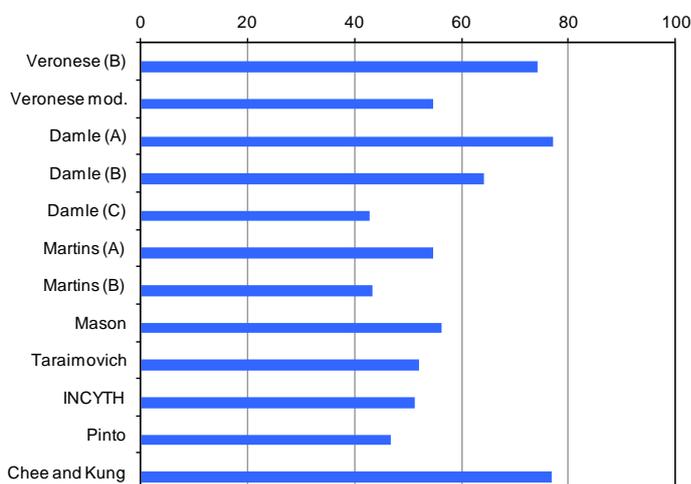


Рисунок 5 Глубина размыва (м), рассчитанная с использованием различных эмпирических формул.

Область изменения глубины размыва $D = t + h$, полученная в результате применения эмпирических формул, является между 42.8 и 77,0 м, в то время как среднее значение составляет 58 м.

Для того, чтобы проверить глубину размыва, рассчитанную эмпирической формулой, как упоминалось выше, был применен теоретический подход в случае СТ- 3. Подход был

основан на оценке гидродинамического давления подводной струи, описанной в пункте 2.3.4.

В этом случае были исследованы две падающие струи для выхода под углом 20° , с максимальным сбросом в $3,694 \text{ м}^3/\text{с}$ и с $1,697 \text{ м}^3/\text{с}$, что соответствует уровням воды в водохранилище 1,185 и 1,065 м над уровнем моря. Скорости выхода на краю носка высокого уступа составляют 41,1 и 28,7 м/с, соответственно.

Рисунок 6 и Рисунок 7 показывают поле давления на схеме, где начало "0.0" является точкой удара падающей струи на поверхность воды. X, Y является системой координат по отношению к точке удара вдоль оси струи, как показано на рисунке 3 пункта 2.3.4. Уровень воды в нижнем бьефе предполагается на отметке 980 м нум.

Рисунок 8 показывает траекторию и точку удара струи для двух расчетных сбросов.

Расстояние по горизонтали точки удара струи по отношению к носку высокого уступа составляет 147 м для сброса $3,694 \text{ м}^3/\text{с}$ и 84 м для $1,697 \text{ м}^3/\text{с}$.

Рисунок 6 показывает для сброса $3,694 \text{ м}^3/\text{с}$, луковица напряжения по отношению к точке удара, где $P_u = 114,9 \text{ Т/м}^2$ ($11,5 \text{ кг/см}^2$) с углом соударения 37° .

Рисунок 7 показывает, для сброса $1,697 \text{ м}^3/\text{с}$, луковица напряжения по отношению к точке удара, где $P_u = 67,5 \text{ т/м}^2$ ($6,7 \text{ кг/см}^2$) с углом соударения 46° .

Учитывая значение напряжения 15 т/м^2 ($1,5 \text{ кг/см}^2$) в качестве порога эрозийности, мы можем видеть из рисунка 6, что это значение достигается на расстоянии 40 м вдоль оси луковицы для случая $3694 \text{ м}^3/\text{с}$, а для случая $1697 \text{ м}^3/\text{с}$ это происходит при 14 м.

Для максимального сброса в $3694 \text{ м}^3/\text{с}$, теоретическая глубина размыва, полученная с помощью луковицы напряжения, соответствует примерно на 30% меньше, чем средняя глубина размыва, полученная эмпирической формулой. Теоретический подход не учитывает потери напора струи вдоль траектории.

Это означает, что предварительно разработанная воронка размыва необходима для того, чтобы смягчить и контролировать процесс размывания.

Угол удара составляет 37° , значение напряжения в $1,5 \text{ кг/см}^2$, предполагаемое в качестве критерия проектирования достигается при 40 м вдоль оси струи (см. рисунок 6). В этой ситуации, предварительная разработка около 25 м от уровня воды в нижнем бьефе вниз до отметки 955 м над уровнем моря, может быть принята. Ширина предварительной разработки около 60 м (в два раза больше ширины выхода) предполагается для прогноза объема разработки и затрат. Однако, это необходимо проверить исследованием на физической модели подвижного слоя.

Экспериментальные испытания необходимы для того, чтобы более точно определить местное размывание на левом берегу и дальнейшие возможные меры по смягчению последствий, когда необходимо. На самом деле, процесс размывания в основном зависит от частоты и мгновенных значений давления, вызванного падающей струей, а не от

среднего динамического давления, рассчитанного по методике, предложенной Хартунгом и Хауслером [14].

В целях данного исследования, предварительная разработка русла до выше указанной отметке, предполагается для управления процессом размывания. Следует отметить, что струя будет воздействовать на русло на расстоянии около 50 м от подошвы откоса левого берега. Таким образом, предварительная разработка выемка будет также включать откос такого берега, где присутствует отметка около 1,100 мнум. плоской платформы.

Эта ситуация позволяет проводить разработку, не нарушая устойчивость всего берега. В дополнение к предварительной разработки русла, потребуется разработка около $0,4 \times 10^6$ кубометров откоса, чтобы обеспечить достаточное пространство для воронки размыва.

Следует отметить, что в начальный период строительства будут доступны строительные тоннели 1 и 2, таким образом, СТЗ будет в основном работать только тогда, когда паводки будут больше, чем общая пропускная способность СТ1 и СТ2. Поэтому работа СТЗ в этой ситуации будет относительно ограничена во времени и пропускаемые паводки не будут очень большими.

Это означает, что в конечный прогресс размывания должен быть относительно маленьким, что позволяет оценить процесс и осуществление, чтобы сталкиваться с более требуемыми эксплуатационными условиями.

Стоит отметить, что модельные испытания в настоящее время проводятся в гидравлической лаборатории Москвы, с целью оптимизации сооружений СТЗ, что уже на стадии строительства, в том числе сооружений выпускного портала.

Если будет найдено какое-либо решение, представляющее существенное улучшение проектирования, предлагаемого в отчете, оно может быть реализовано для строительства.

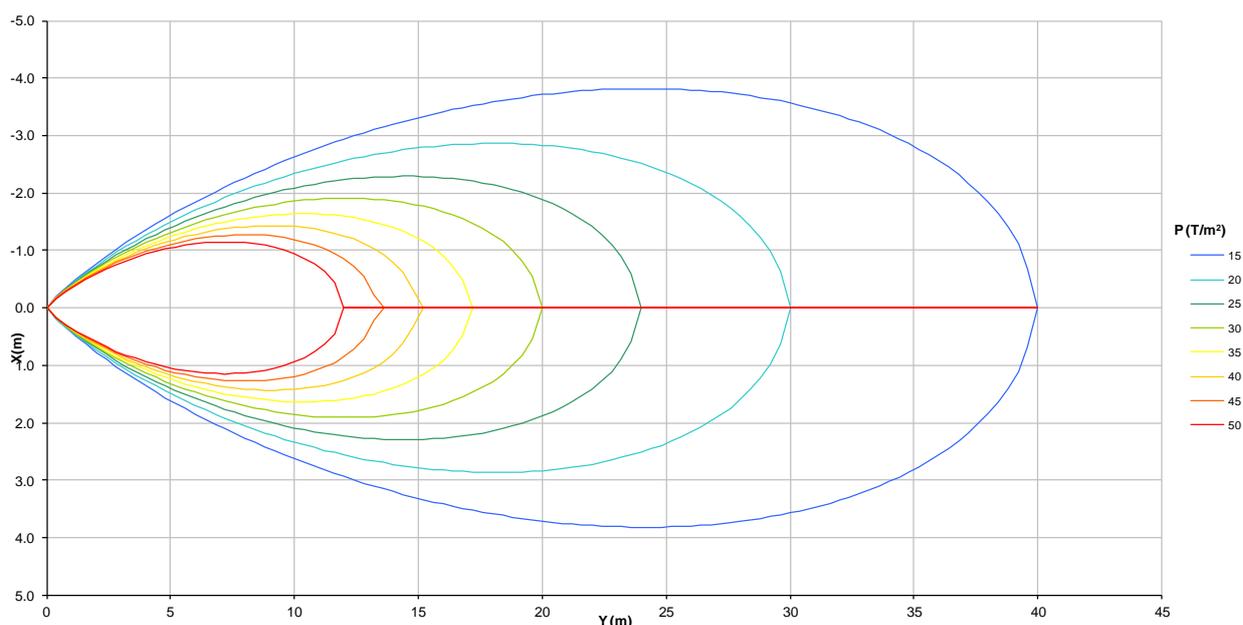


Рисунок 6 Гидродинамическая луковича напряжения: $Q = 3694 \text{ м}^3/\text{с}$. Давление в точке удара $P_i(0,0) = 114,9 \text{ т/м}^2$. Угол удара 37° .

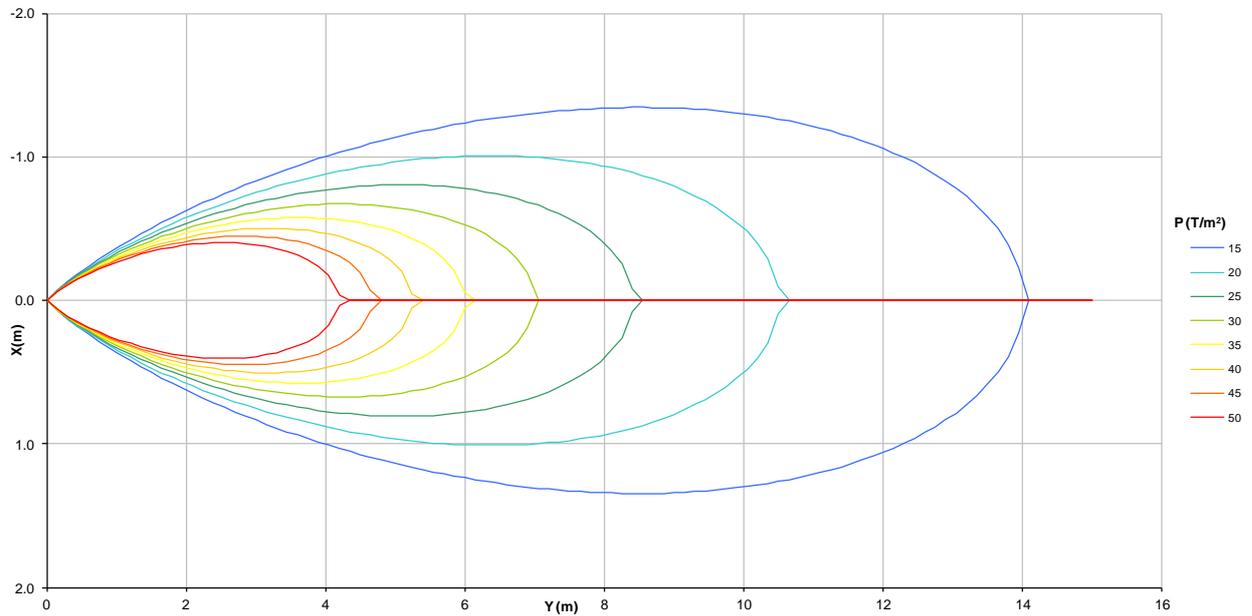


Рисунок 7 Гидродинамическая луковича напряжения: $Q = 1697 \text{ м}^3/\text{с}$. Давление в точке воздействия $P_i(0,0) = 67,5 \text{ т/м}^2$. Угол удара 46° .

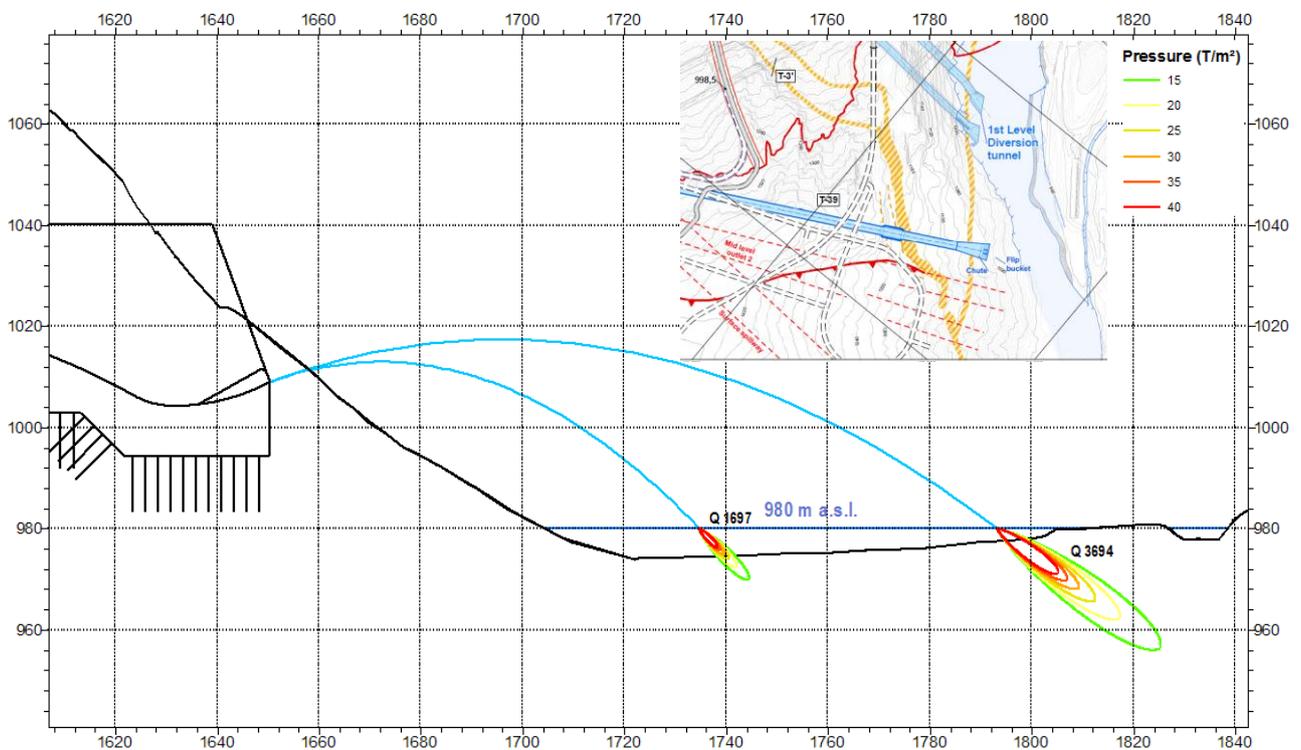


Рис 8: Гидродинамическая луковича напряжения и траектория струи: $Q = 3,694$ и $1,697 \text{ м}^3/\text{с}$.

3. ВОДОСБРОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ СРЕДНЕГО УРОВНЯ 1 И 2

3.1 Обзор водосбросных сооружений среднего уровня № 1 и 2

Согласно результатам исследований, представленных в Томе 3-Главе 3-Приложении 3 «Пропуск паводков во время строительства», предложены два водосбросных сооружения среднего уровня, обозначенные № 1 и 2, для варианта плотины с НПУ 1290 м.н.у.м. Для двух других вариантов, с НПУ 1255 и отм.1220 м, комплекс гидросооружений включает в себя только ВССУ1.

Водосбросное сооружение среднего уровня № 1 (ВССУ 1) состоит из напорного тоннеля, который делится на два тоннеля поменьше около 100м от водоприемника, после каждого из них следует безнапорный участок тоннеля сбрасывающий воду в канал поверхностного водосброса на отметке носка отброса струи.

Входной портал ВССУ 1 установлен на отм. 1,083.5 м.н.у.м., состоящим из входного водовода длиной 300 м, с внутренним D-образным сечением, диаметром 18.0 м. В конце водовода есть переход к 15.0 м круговому тоннелю. Отметка лотковой части тоннеля в соответствии с его порталом составляет 1085.0 м.н.ум. поперечное сечение каждого из двух тоннелей после ответвления составляет 10,8м. Тоннель продолжается (за исключением участка водовода) примерно 880 м до камеры основных и аварийных затворов, измерен вдоль одного ответвления. Камера ремонтных затворов расположена в тоннели диаметром 15м примерно на расстоянии 365 м от портала тоннели.

После каждой камеры основных и аварийных затворов тоннелей поменьше, было принято D-образное поперечное сечение шириной 12,0 м и 6,0 м в высоту до окончания лотковой части с кругообразным арочным сводом, достигая максимальной высоты в 12,0 м. Профиль последнего участка тоннели показывает вертикальный перегиб и соединяется с нижней частью носка высокого уступа.

Водосбросное сооружение среднего уровня №2 (ВССУ2) состоит из напорного тоннеля, следуемого безнапорным тоннелем, двумя спиральными шахтами, двумя отводящими тоннелями и соответствующими выходными порталами с носком высокого уступа вниз по течению от каждой спиральной шахты.

Водозабор ВССУ 2 среднего уровня установлен на отм. 1,140.0 м.н.у.м. и напорный тоннель имеет круговое сечение диаметром 15.0 м. Длина тоннеля примерно 715 м, от водозабора до камеры основных и аварийных затворов. Камера ремонтных затворов расположена на расстоянии примерно 400 м от водозабора. После камеры основных и аварийных затворов, было принято прямоугольное поперечное сечение шириной 15.8 м и 9.1 м в высоту до окончания лотковой части с кругообразным арочным сводом, достигая максимальной высоты в 17.0 м. Сечение разделено на две половины толстой стеной, толщиной 1.80 м, где каждая половина течет в отдельную спиральную шахту.

Расстояние между камерой и входом в первую спиральную шахту около 130 м, в то время как вторая спиральная шахта расположена примерно в 185 м после камеры затворов.

Безнапорные отводящие тоннели, отдельные для каждой спиральной шахты, с круговым сечением диаметром 12.0 м, проходят от нижней части шахт примерно 215 м с 3% уклоном, до отн. 1026.8 м.н.у.м. Затем лоток с конечным носком отброса струи установлен на выходе каждого отводящего тоннеля, спуская воду до отн.1000м нум. Струнаправляющие блоки установлены на носках отброса струи для получения благоприятной траектории скоростного потока воды и снижения водной эрозии реки Вахш.

Водосбросы можно увидеть на следующем рисунке, для варианта с НПУ 1290 м.н.у.м

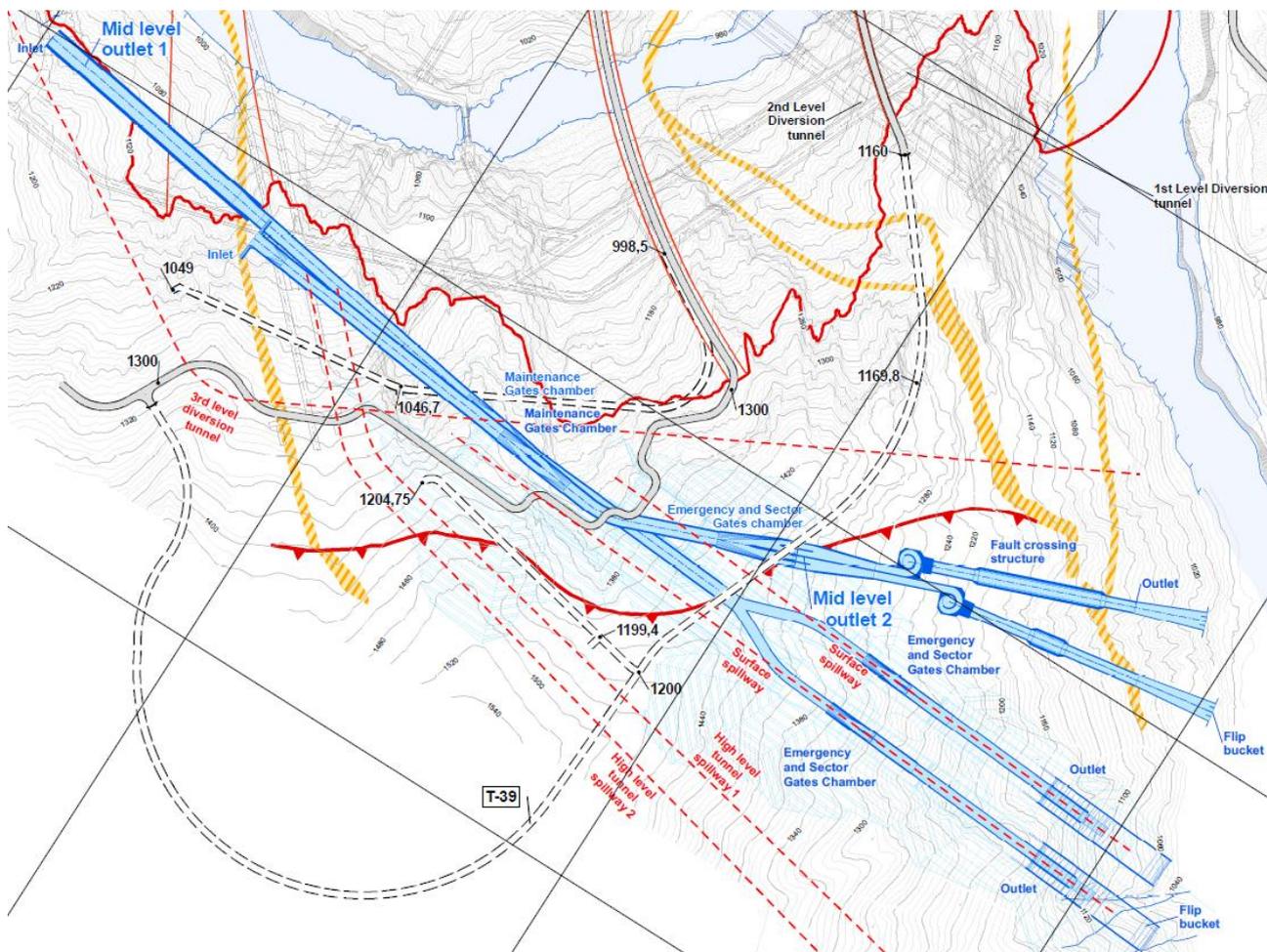


Рис. 9. Схема водосбросных сооружений среднего уровня

Для ВССУ1 среднего уровня пропускная способность достигает 3685 м³/с при исключительном напоре 150 м, соответствуя уровню воды в водохранилище на отн. 1235 м.н.у.м. Для варианта плотины с НПУ 1220, максимальный возможный напор будет 140 м и соответствующий поток 3,562 м³/с. Поток одинаково делится между ветвями, соответствуя 1843 м³/с для каждой из них в случае принятия варианта с НПУ 1290 м.н.у.м. Это пропускное значение является проектным пропускным значением, предполагаемым для всех вариантов НПУ.

Для ВССУ 2 среднего уровня пропускная способность достигает $3710 \text{ м}^3/\text{с}$ при напоре 150 м. Поток одинаково делится между двумя спиральными шахтами, соответственно $1855 \text{ м}^3/\text{с}$ каждая.

Как объяснялось в том 3-Главе 3-Приложении 3 «Пропуск паводка во время строительства», целью водосбросных сооружений среднего уровня является обеспечения пропуска паводков и предотвращения перелива плотины во время различных строительных стадий, описанных в упомянутом документе.

Учитывая тот факт, что водосбросные сооружения будут эксплуатироваться в течение нескольких лет строительства плотины, были приняты меры для предотвращения кавитации и предоставления достаточной аэрации вокруг регулирующих затворов. Нужно отметить, что ВССУ 2 также будет использоваться как постоянное водосбросное сооружение для управления большими паводками во время эксплуатации станции.

Водосбросы среднего уровня должны эксплуатироваться в безопасных условиях, с притоком связанным с уровнем воды в водохранилище для всех вариантов плотины, с максимальным исключительным напором 150 м. Максимальная скорость потока при достижении напорных условий должна быть порядка 20 м/с. С другой стороны, надводный борт в эксплуатации при безнапорных условиях должен быть как минимум 25% от общей высоты тоннеля и скорость в принципе не должна превышать 20 м/с для участков без аэрационных устройств.

Описание проекта тоннеля и оценка его гидравлических параметров описана в этом разделе, описывающим уровень соответствия проектным критериям.

3.2 Основные свойства и гидравлические характеристики водосбросных сооружений среднего уровня

Гидравлическое поведение было проанализировано с фокусированием на НПУ 1290 м.н.у.м.; тем не менее, результаты и критерии могут быть применимы для различных ситуаций в эксплуатации. Следует отметить, что размеры сооружений (водозабор, тоннель, затвор и т.д.) и соответствующие отметки одинаковы для всех трех вариантов плотины, потому анализируется ситуация, связанная только с НПУ 1290 м.н.у.м.

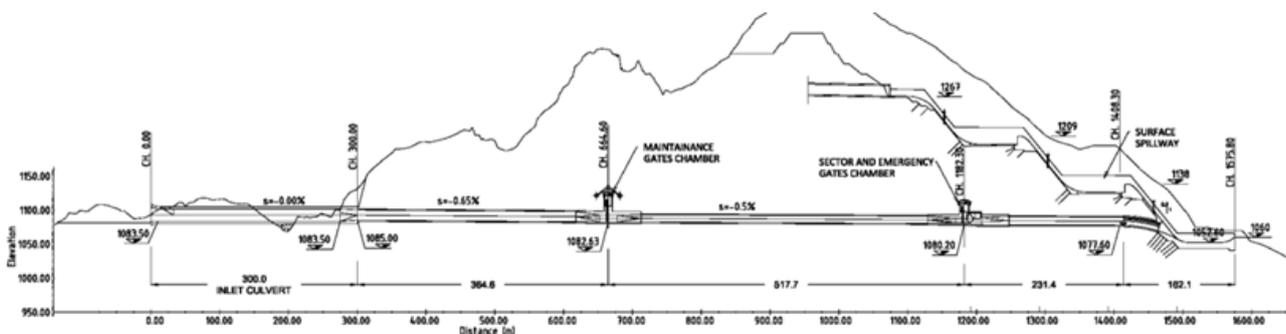


Рис. 10. Профиль водосбросного сооружения №1 среднего уровня. См. также рис. 9 для вида сверху.

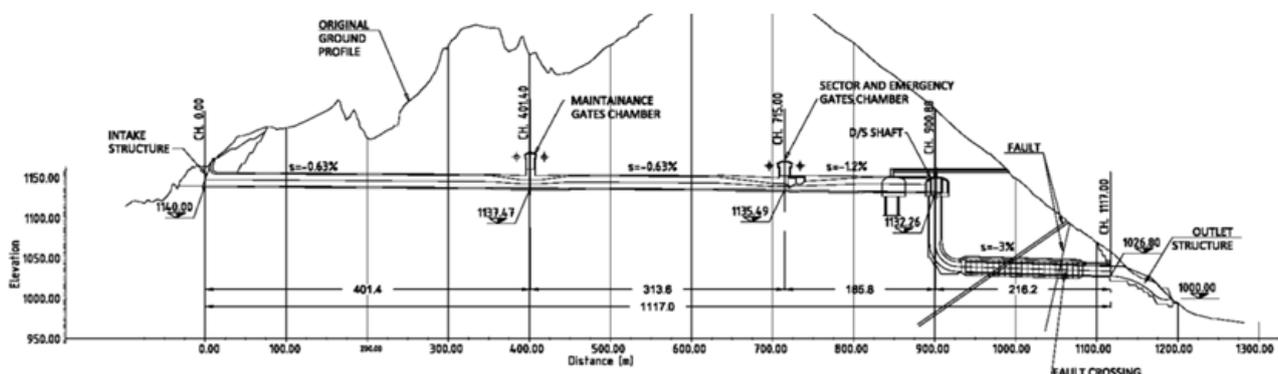


Рис. 11. Профиль водосборного сооружения №2 среднего уровня. См. также рис.9 для вида сверху.

Некоторые основные характеристики и расчеты из проекта водосборных сооружений № 1 и 2 среднего уровня для варианта НПУ 1290 м. прокомментированы ниже.

Водосборное сооружение среднего уровня ВССУ1

Сооружение водозабора.

Как показано на чертежах, вход в водовод имеет прямоугольное сечение шириной 18 м и высотой 25 м. Средняя скорость в водозаборе около 8.2 м/с. Водовод имеет D-образное сечение диаметром 18 м; средняя скорость 13.2 м/с и максимальная скорость вокруг оси около 17.1 м/с.

Такие же критерии упоминались для варианта строительного тоннеля №3, в связи с формой водозабора были также приняты в данном случае.

Напорный участок тоннеля.

Как указывалось выше, после сооружения водозабора, с пикета 0+00 до 0+300, водосборного сооружения №1 среднего уровня состоит из водовода с D-образным сечением, диаметром 18 м. Свод водовода находится на отм. 1101.5 м.н.у.м. Коэффициент Меннинга для бетона водовода оценивается в $0.012 \text{ с/м}^{1/3}$. Это решение было принято для предотвращения пересечения Йонахского разлома под землей. Водовод предоставляет соединение с поверхности верховой призмы плотины до портала тоннеля и будет скрыто насыпью плотины. Благодаря прочной конструкции и будучи разделенным на независимые короткие участки, водовод может принять относительные смещения, в то же время сохраняя гидравлическое соединение с тоннелем. Он пролегает на платформе, пройденной на правом берегу, кроме короткого участка, где основание будет снабжено обратной засыпкой с дренажным колодцем с укатанным бетоном.

Чуть дальше после пикета 0+300 водовод представляет переход в 15м круговое сечение тоннеля.

С пикета 00+300 до пикета 00+664, уклон тоннеля равен 0.65%. После него, тоннель демонстрирует переход с кругового сечения 15 м на прямоугольное сечение 15.0 м x 10.0 м, где будут расположены ремонтные затворы. Нижняя отметка равна 1082.63 м.н.у.м.

В камере ремонтных затворов тоннель делится на два тракта, где установлены 2 плоских затвора 6 м в ширину и 10 м в высоту. Тракты имеют стальную облицовку вдоль камеры затворов. Также стальную облицовку имеют прилегающие переходные участки (5 м перед камерой и 10 м после). Ремонтные затворы спроектированы для работы только после закрытия основных затворов.

С пикета 00+664 до пикета 0+999, сечение тоннеля круговое, с 15 м диаметром и уклоном 0.5%. На данном пикете тоннель разделен на две ветви, созданные тоннелями с округлым поперечным сечением диаметром 10,8м. на пикете 01+182 каждого тоннеля расположена камера основных и аварийных затворов. Каждый тоннель имеет переходной участок длиной 40 м, от кругового сечения к прямоугольному сечению 10,8 x 7,75 м. Используется одна опора с толщиной носовой части 3 м, для разделения сечения на два тракта, где установлены 2 плоских затвора, 3.9 м в ширину и 7.75 м в высоту и два сегментных затвора, 3.90 м в ширину и 5.95 м в высоту.

Также в этом варианте тракты имеют стальную облицовку вдоль камеры затворов, а так же на коротких переходных участках. Кроме действий открытия и закрытия, затворы работают полностью открытыми. Система аэрационных труб расположена после затворов.

После сегментных затворов, расположена 1.5 м отрицательная аэрационная ступень для контроля возможных проблем с кавитацией, на месте влияния напора на нижнюю часть тоннеля.

Безнапорный участок тоннеля.

Вниз от камер основных затворов, были спроектированы переходные участки длиной 40м, с уклоном 0,5%. Прямоугольное сечение в камерах затворов соединено с трактом, работающим только в безнапорных условиях, с таким вышеуказанным уклоном (от пикета 01+182 до 01+410). Тракт каждой ветви составляет 12,0 м в ширину и 6,0 м в высоту до конца лотковой части с кругообразным сводом, достигающим максимальной высоты 12.0 м. Таким образом, проектный водосброс подводится к двум водосбросным сооружениям, каждый сбрасывающий в канал поверхностного водосброса. Профиль конечного участка тоннели, около 70м длиной, показывает вертикальную кривую, соединяющуюся с носком высокого уступа поверхностного водосброса. Сооружение носка высокого уступа было увеличено так, чтобы добавить участок около 50м длиной, который позволяет увеличение стока, выходящего из тоннели до ширины канала перед прыжком в русло.

Водосбросное сооружение среднего уровня 2

Сооружение водозабора.

На участке водозабора, на отм. 1,140.0 м, вход в тоннель имеет прямоугольное сечение 15.0 м в ширину и 24. 4 м высоту. Средняя скорость в водозаборе, вокруг его оси около 13.2 м/с. Тот же подход, упомянутый выше, был рассмотрен для случая СТЗ в данном случае, чтобы избежать нежелательные аспекты поведения стока.

Напорный участок тоннеля.

С пикета 00+000 до пикета 00+715 уклон тоннеля 0.63% и тоннель призматический, с круговым сечением, диаметром 15 м. В конце этого участка тоннель представляет переход

от вышеуказанного сечения к прямоугольному сечению 26.2 м в ширину и 7.1 м, где расположены аварийные и основные, сегментные затворы. Нижняя отм. Равна 1,135.49 м.н.у.м.

Общая длина выше указанной камеры, включая переходы (сходящееся, расходящееся и призматическое сечение) примерно 180 м. Используются три опоры, толщиной 3 м каждая, для разделения сечения на 4 тракта, где установлены 4 плоских затвора, 4.3 м в ширину и 7.1 м в высоту и четыре сегментных затвора, 4.3 м в ширину и 5.2 м в высоту. Также в этом варианте тракты имеют стальную облицовку вдоль камеры затворов, а так же на коротких переходных участках. В принципе, кроме действий открытия и закрытия, затворы работают полностью открытыми.

Система аэрационных труб расположена после затворов. После сегментных затворов, расположен отрицательная аэрационная ступень высотой 1.0 м для контроля возможных проблем с кавитацией, на месте влияния напора на нижнюю часть тоннеля.

Камера ремонтных затворов расположена на расстоянии около 400 м от входного портала тоннеля. В камере ремонтных затворов тоннель делится на два тракта, где установлены 2 плоских затвора 6 м в ширину и 10 м в высоту. Тракты имеют стальную облицовку вдоль камеры затворов. Ремонтные затворы спроектированы для работы только после закрытия основных затворов.

Безнапорный участок тоннеля.

Как было указано выше, ниже камеры основных затворов, тоннель делится с прямоугольного сечения расстоянием в 26.2 м до тракта с двумя лотками, каждый 7.0 м в ширину и 9.1 м в высоту до конца лотковой части с кругообразным сводом, достигающим максимальной высоты 17.0 м. Профиль тракта был спроектирован с уклоном 1,2% в сторону водоприемника шахтного водосброса. Между безнапорным тоннелем и входным сооружением спиральной шахты есть переходная зона с крутым уклоном в 6%, которая ведет шахтному водосбросу. Каждая шахта 14 м в диаметре и около 99 м в глубину, от начала до нижней точки, на отм. 1033.29 м.н.у.м.

Водоприемное сооружение первой спиральной шахты: Водоприемное сооружение с спиральной формой, расположено на пикете 8+47.3 и отм. 1,132.90 м.н.у.м.

Водоприемное сооружение второй спиральной шахты: Водоприемное сооружение с спиральной формой, расположено на пикете 9+00,88 и отм. 1132.26 м.н.у.м.

Отводящий тоннель для обеих спиральных шахт. Безнапорные тоннели, по одному для каждой спиральной шахты, пролегают, начиная с нижней части шахт, на расстоянии около 215 м и уклоном 3% в сторону отм. 1,126.8 м.н.у.м. Соединение между вертикальной шахтой и отводящим тоннелем состоит из вертикальной кривой, с радиусом 28.9 м. Расширение лотка от 12 до 20 м обеспечено на выходе каждого отводящего тоннеля, с конечным носком высокого уступа с выходом под углом 20°, установленным на отм. 1,000 м нум.

3.3 Эксплуатационные режимы и методологические подходы для водосбросных сооружений среднего уровня 1 и 2

Что касается случая СТЗ, условия стока в водосбросном сооружении среднего уровня варьируются, в зависимости от отметки водохранилища и геометрических характеристик. На самом деле, тоннели могут работать при частично безнапорном, при полном напоре и безнапорном режиме. В тоннеле могут возникнуть следующие поточные условия.

Частично безнапорный – Когда уровень воды в водохранилище между отм. 1,106.5 и 1,101.5 м, могут возникнуть пульсации при переходе между безнапорной и напорной эксплуатацией (для ВССУ2 это 1,164.5 и 1,155.0).

Напорный – от водозабора до камер сегментных (основных) затворов тоннель работает при условиях напорного потока только когда уровень воды в водохранилище выше чем приблизительно 1,106.5 м. В этом случае, водосброс контролируется потерей напора вдоль тоннеля и открытием затворов (для ВССУ 2, соответствующая отм. 1,164.5 м).

Безнапорный – из камер затворов до выхода канала поверхностного водосброса для ВССУ1, или до водоприемного устройства шахтного спирального водосброса для ВССУ2 сток является в безнапорном состоянии и в супер критическом режиме. На этом участке поток может быть смешан (вода и воздух). Возможно формирование пробок из смеси воздуха и воды. Поэтому рекомендуется использование аэрационных труб.

Безнапорный поток в шахтных водосбросах ВССУ2 – обычно в шахтных водосбросах поток трехмерный. Тангенциальное спиральное водоприемное устройство создает устойчивый спиральный поток в шахтном водосбросе с достаточно большим воздушным ядром. Поток контролируется тангенциальной воронкой и безнапорный поток вдоль вертикального шахтного водосброса происходит при безнапорных условиях.

Отводящие тоннели ВССУ2 – Смешанный поток может возникнуть в том случае, если тоннель будет эксплуатироваться при высоких напорах. В такой ситуации ожидаются пульсации. Ре-аэрация потока требуется в лбом случае.

3.3.1 Пропускная способность водосбросных сооружений среднего уровня 1 и 2

Согласно методологии расчетов, представленной для СТЗ, максимальная пропускная способность с полностью открытыми затворами, при уровне воды в водохранилище 1290 м.н.у.м. будет 4.300 м³/с для водосбросного сооружения №1 среднего уровня и 3,710 м³/с ВССУ 2.

Согласно критериям проектирования, максимальный исключительный расчетный напор предполагается равным 150 м, таким образом, пропускная способность равна 3,685 м³/с для водосбросного сооружения №1 среднего уровня и 3,710 м³/с для ВССУ2.

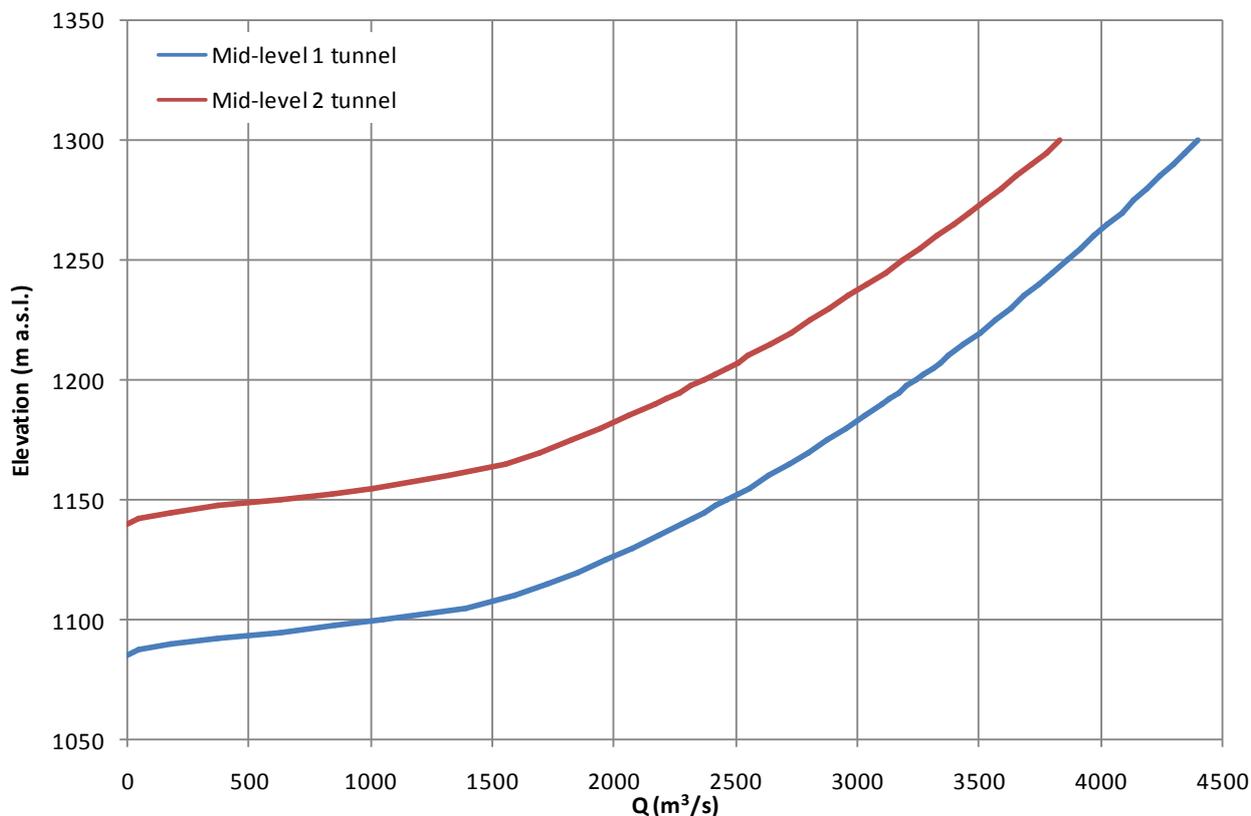


Рис. 12 Зависимость напор – расход. Напорный тоннель до камеры затворов

Как уже упоминалось для СТЗ, принятый расчетный подход для определения кривой Напор – Водосброс является консервативным, и обоснованно считать, что в реальности связь напор-расход будет больше, чем расчетные кривые теоретического анализа. С другой стороны это повышает возможность возникновения водно-воздушных пробок и может увеличиться потребность в воздухе.

В случае вариантов с НПУ 1255 и 1220, проектная водопропускная способность для ВССУ 1 такая же, как и в варианте с самой высокой плотиной, т.е. 3,685 м³/с.

Были сделаны следующие расчеты в соответствии с гидравлическим поведением:

Q= 3,685 м³/с. Среднеуровневое водосбросное сооружение 1

Существует увеличение скорости около пикета 00+300 из-за того, что площадь сечения уменьшается на том участке. Скорость меняется с 17 м/с в водоводе до 21 м/с в тоннеле. Также, начиная с пикета 01+130, в начале перехода к камере сегментных затворов, скорость варьируется, площадь между колоннами уменьшается, и скорость увеличивается до 30 м/с в водоводах затворов и до 40 м/с на участке тех же затворов. Чистое статическое давление в камере затворов примерно на 120 м выше местной отметки нижней части водовода. Следует отметить, что в реальности значения статического давления всегда определяется местным поведением потока; на самом деле, реальные значения давления могут значительно отличаться от средних значений давления, вычисленных по линии полной удельной энергии потока. В таком случае могут отмечаться проблемы низкого статического

давления на месте, где расположены затворы, недалеко от пазов затворов и можно столкнуться с колебанием давления.

Водосбросное сооружение среднего уровня имеет бетонную обделку и среднюю скорость примерно в 21 м/с в тоннеле, теоретически совместимую со структурой и размерами тракта водозабора. В любом случае, для того, чтобы исключить потенциальные проблемы кавитации и пульсации, необходимо предотвратить резкие смещения (выступы) между лотковой частью и боковыми стенками тоннеля. Спецификации обделки будут определены на этапе детального проектирования.

На участке затворов, где с более высокой скоростью воды одновременно происходят изменения сечений и различные помехи, такие как из-за пазов затворов, была принята стальная облицовка.

Q = 3710 м³/с. Среднеуровневое водосбросное сооружение 2

В данном случае средняя скорость приблизительно 21 м/с вдоль водовода и скорость в камере затворов около 41.5 м/с. Гидравлическое поведение сравнимо с ВССУ 1.

3.3.2 Поведение водосбросных сооружений среднего уровня в безнапорном состоянии

Так как условия потока после затворов практически такие же, как и в СТЗ (ударные волны, пробки из воздушно-водяной смеси, захват воздуха потоком воды), могут быть сделаны такие же расчеты по возможным проблемам и внедрены меры для предотвращения или как минимум снижения воздействия на водосбросные сооружения среднего уровня.

На самом деле, так же в этом случае:

- Для ВССУ2, переход от участка затворов к сечению тоннеля показывает угол порядка 4°; в то время как в ВССУ 1 переход есть только в сводной части, на что сток не влияет;
- Площадь сечения и уклон низового тоннеля таковы, что коэффициент заполнения ниже 75%;
- Предусмотрена система аэрационных труб после затворов. Так же установлен отрицательный аэрационный уступ для контроля проблем с кавитацией под напором. Вентиляция также может быть обеспечена в соответствие с этим уступом, через вентиляционные трубы, находящиеся в бетонных сооружениях и достигающие вертикальную поверхность такого уступа.

Оценка потребности в воздухе может быть рассчитана согласно формулам, взятых из ссылок, см. параграф 2.3.5. Согласно соответствующим показаниям, потребность в воздухе соответствует приблизительно 22% пропуска воды, когда скорость в камере затворов равна 41 м/с и число Фруда равно 6.2. Максимальная скорость в аэрационной трубе должна быть около 45 м/с, как предлагается в «Захват воздуха водой в безнапорных поверхностных

потока», IANR, 1991 год. В этих условиях, необходимы четыре воздушные трубы диаметром 2.5, чтобы получить пропуск воздуха, равного 22% от пропуска воды.

Вентиляционные отверстия будут помещены на своде туннели непосредственно ниже от основных затворов.

Для ВССУ1, они предусмотрены для соединения с вентиляционной шахтой высотой около 95 м до платформы разработки более высокой камеры гашения поверхностного водосброса. Для ВССУ2, вентиляционная галерея начинается с области основных затворов и доходит до спиральных шахт, которым также требуется вентиляция. Общая протяженность составляет около 250 м. Поперечные области составляют около 23,8/22,3 м² соответственно. Расчеты, проведенные в соответствии с методологией, указанной в пункте 2.3.5 показали, что глобальные потери напора вдоль вентиляционной шахты или галереи находятся в порядке 2.78 кПа для ВССУ1 и 3.21кПа для ВССУ2 соответственно.

Анализ профиля воды в туннеле был проведен с расчетным пропуском 3,685 м³/с (ВССУ 1), уровень воды в верхнем бьефе на участке камеры затворов был применен как граничное состояние, основываясь на уровне энергии на участке затворов. Несомненно, значение граничного состояния зависит от потерь напора в напорном водоводе.

Сверхкритический режим потока после затворов создает профиль воды, который остается сверхкритическим в течение всего туннеля.

Размеры сечения для обеих туннелей гарантируют достаточный надводный борт для хорошей аэрации и контроля ударных волн.

3.4 Спиральная шахта

В текущем проекте был проделан большой объем работ, направленных на исследование и проектирование сооружений, которые смогут эффективно и одновременно работать как водопроводящие сооружения и гасители энергии потока, и в то же время не будут чрезмерно дорогими.

Учитывая структурные характеристики и большие объемы выемки, связанные с решением крутым каналов, было решено, что нежизнеспособное проектирование большого водовода, работающего только в безнапорных условиях, который мог бы использоваться для транспортировки воды с выходного портала туннеля на более высокой отметке вниз, на отметку, близкую к руслу реки неосуществимо из-за ограничения пространства и не совсем подходящей геологической ситуации. Таким образом, был предложен водосброс со спиральной шахтой для ВССУ2.

Обычно спиральная шахта состоит из спирального водоприемного устройства, шахтного водосброса и отводящего туннеля. Геометрия, принятая для спиральной водоприемного устройства в данном проекте имеет спиральную форму, зависящую в основном от радиуса шахты и ширины прилегающего туннеля. В спиральном шахтном водосбросе к потоку был применен момент импульса через специальный проект водоприемного устройства и вода спиралеобразно прилегает к стенам шахтного водосброса.

Спиральные шахтные сооружения более подходящие из-за рассмотренной устойчивости жидкости и притока воздуха, а также предоставляющие значительное рассеивание энергии, которое происходит внутри шахтного водосброса.

3.4.1 Водоприемное сооружение

Водоприемное сооружение было спроектировано на основе входного спирального портала с водобойным колодцем для сверхкритического потока, предложенное Хагером [1].

Поток из подводящего тоннеля к уклону вортекса должен быть сверхкритическим, чтобы обеспечить корректную эксплуатацию входного сооружения и должен быть обеспечен интервал числа Фруда от $1.5 < F_1 < 10$.

Входной спиральнообразный портал производит предельный эффект искривления, что в результате дает изменение площади сечения с прямоугольной формы на входном портале к почти треугольной форме в спиральном входном сооружении. Рекомендуемый входной портал основан на испытаниях модели экспериментального исследования, проведенного лабораторией по гидравлике, гидрологии и гляциологии (VAW) Швейцарского Федерального Института Технологии (ETH) в Цюрихе [1]. Входной портал состоит из внутренней направляющей стены с $\alpha = 225^\circ$ и внешней стены. Вдоль обеих стен, соответствующие радиусы искривления меняются, после чего $\alpha = 180^\circ$, где:

$$R_1 = 0.5 (a + R + t + c)$$

$$R_2 = 0.5 (2R + t + c)$$

$$R_3 = 0.5 (a + R + t - b)$$

$$R_4 = R + t$$

R = радиус шахты; a = дистанция от оси шахты до внешней прилегающей стены; t = толщина стены, которая должна быть определена с статичных условиях и c = ширина канала напротив входной части. Центры круговых арок:

$$e_1 = a - R_1$$

$$e_2 = R + t + c - R_2$$

$$e_3 = a - b - R_3$$

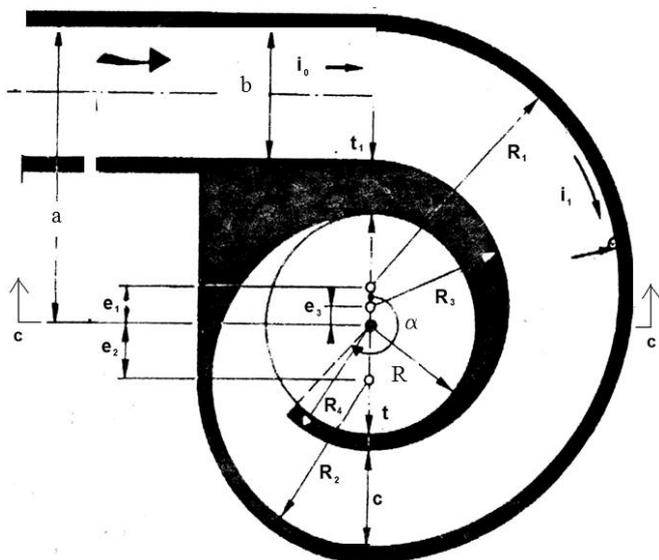


Рис. 13 Геометрия входного сооружения: вид сверху

Толщина t_1 внутренней стены на входном участке:

$$t_1 = a - b - R$$

Уклон во входном сооружении варьируется от 5% до 30%. В любом случае он должен быть больше, чем уклон в прилегающем тоннеле.

3.4.2 Теоритический подход диаметра шахтного водосброса

В данном случае, учитывая важность явления, теоритическое описание было сочтено уместным.

Такой теоритический подход описан в Приложении 1.

Основываясь на нем, скорость водосброса следующая:

$$Q = \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 + \frac{4 A^2 \varepsilon^2}{(1 + \sqrt{1 - \varepsilon})^2}}} S_2 \sqrt{2gH}$$

Где A является параметром характеризующим геометрию «вortexа водосброса»

$$A = \frac{S_2 R'}{R S_1}$$

3.4.3 Проектные параметры, использованные для водосбросных сооружений среднего уровня 2

На основе теоритического описания поведения шахтного спирального водосброса, был определен диаметр шахтного водосброса и определены связанные расчетные параметры.

Для каждого шахтного водосброса расчетный расход приблизительно $1800 \text{ м}^3/\text{с}$. Первое предположительное значение было найдено после применения эмпирического уравнения Вишера и Хагера **Error! Unknown switch argument.**

$$D = \left(\frac{Q^2}{g} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Основываясь на расчетном расходе, диаметр шахтного водосброса равен 12.8 м. На самом деле, применяя методологию описанную в Приложении 1, был применен диаметр в 14 м ($R = 7 \text{ м}$).

Таблица показывает принятые расчетные параметры.

R	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	b	a	t	t ₁	c
7,0	16,0	11.25	9,0	8.5	7,0	16.5	1.0	2.5	7,0

Таблица 4. Параметры, относящиеся к рис. 13. Измерено в метрах.

Основываясь на характеристиках подводящего тракта, значения участка $S(h)$ были вычислены для нескольких значений расхода, h является глубиной в подходе канала. Более того, это позволяет вычислить безразмерный параметр A :

$$A = \frac{R' S_2}{R S_{1(h)}}$$

Зная A , можно определить коэффициент расхода μ и коэффициент сжатия потока ε . Расход вычисляется как функция от энергии на входе в шахтный водосброс:

$$Q = \mu \cdot S_2 \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

Затем вычисляются осевая и касательная скорость V_z и V_t согласно вышеописанной модели.

S ₁ (h) [м ²]	H [м]	A [-]	μ [-]	ε [-]	Rv [м]	Q [м ³ /с]	V _z [м/с]	V _t [м/с]
18.8	20.6	13.47	0.07	0.25	6.05	214.3	5.5	20.1
25.3	26.6	9.98	0.09	0.30	5.85	322.5	6.9	22.8
31.6	31.6	8.01	0.11	0.34	5.67	431.8	8.2	24.8
37.6	35.9	6.73	0.13	0.38	5.52	539.2	9.3	26.4
43.5	39.7	5.81	0.15	0.41	5.38	647.4	10.3	27.7
49.3	43.1	5.13	0.17	0.44	5.25	753.9	11.2	28.7

55.0	46.1	4.59	0.19	0.46	5.12	858.7	12.0	29.6
60.7	48.8	4.16	0.20	0.49	5.01	962.5	12.8	30.4
66.3	51.4	3.81	0.22	0.51	4.89	1,065.1	13.5	31.0
71.9	53.7	3.51	0.23	0.53	4.79	1,165.9	14.2	31.6
77.5	55.9	3.26	0.25	0.55	4.69	1,264.6	14.9	32.1
83.1	58.0	3.04	0.26	0.57	4.59	1,363.5	15.5	32.6
88.6	59.8	2.85	0.28	0.59	4.49	1,460.6	16.2	33.0
94.1	61.6	2.68	0.29	0.60	4.40	1,554.7	16.7	33.3
99.7	63.3	2.54	0.30	0.62	4.32	1,648.4	17.3	33.6
105.2	65.0	2.40	0.32	0.63	4.23	1,740.8	17.8	33.9
110.6	66.5	2.28	0.33	0.65	4.15	1,829.3	18.3	34.1
116.1	67.9	2.18	0.34	0.66	4.07	1,919.5	18.8	34.4
121.6	69.3	2.08	0.35	0.68	3.99	2,004.5	19.3	34.5

Таблица 5. Проект шахтного водосброса для различных значений расхода

Результаты показывают, что расчетный расход совместим с принятой геометрией, диаметр вортекса около 8м и что осевая и касательная скорости около 18 м/с и 34 м/с.

Такое определение размеров было принято для проекта шахтных водосбросов водосбросного сооружения среднего уровня 2.

В любом случае, необходимо экспериментальное подтверждение в лаборатории.

3.4.4 Гидравлические условия в сегменте шахтного водосброса

В шахте была предусмотрена геликоидальная отклоняющая пластина, чтобы предотвратить резкое изменение в скорости или направлении потока; рассеивание энергии в основном происходит из-за трения, распределенного вдоль длины шахтного водосброса, вместо концентрации в водобойном колодце внизу шахты. В этих условиях захват воздуха водой минимизирован, практически весь воздух, который захватывается потоком вниз, геликоидальная струя освобождает из вихревого потока внизу шахты в воздушную шахту.

С такой схемой, необходимость в крупном подземном сооружении для рассеивания энергии, де-аэрационной камере и большой вентиляционной трубе отпадает и шахтный водосброс

может быть расположен недалеко от подводящего тоннеля и соединен с ним простым тоннелем, используя только воздушную шахту уменьшенного размера. В любом случае, предусматривается некоторая доставка воздуха в вихревом потоке шахтных водосбросов, поэтому должна быть установлена де-аэрационная труба.

Количество воздуха вовлеченного водой в поток и донесенного в шахтный водосброс варьируется от типа потока и уровня воды в шахтном водосбросе. Входное сооружение с вихревым потоком придает момент импульса потоку с воздушным ядром в середине шахтного водосброса. Так как поток проходит вниз, в шахтный водосброс, его вертикальная скорость увеличивается, водоворот ослабевает и направление принимает вертикальный вид. Тем не менее, поток продолжает цепляться к стенам шахтного водосброса. В этом случае, значительная часть воздушных пузырей сходится в одну точку из-а внутреннего гидравлического градиента к центру шахтного водосброса, заставляющего сливаться в более крупные пузыри, и затем они устремляются вверх. Тем не менее, большое количество воздушных пузырей будет унесено дальше по течению.

Эмпирическое уравнение, предложенное Калинске и Робертсоном [16], чтобы оценить вовлечение воздуха потоком воды сквозь гидравлический прыжок, может быть использовано в этом случае для определения количества воздуха захваченного потоком сквозь кольцевой волнообразный гидравлический порог в нижней части шахтного водосброса. Уравнение, предложенное в [4], для оценки объемного количества воздуха Q_A , захваченного в поток, здесь используется для определения потребности в воздухе:

$$\beta = \frac{Q_A}{Q_W} = 0.0066(F_R - 1)^{1.4}$$

Вышеуказанное уравнение, полученное из испытаний модели в трубе 0.1494 м, кажется, оценивает β довольно хорошо и при условиях прототипа. Фалвей [4] представляет уравнение Калинске и Робертсона [16] как регрессию через прототип данных разных проектов. Следующее является данными по воздушному потоку для шахтного водосброса высотой 14 м.

Q_W [м³/с]	V_z [м/с]	V_t [м/с]	Fr [-]	Beta [-]	Q_A [м³/с]
214.3	5.5	20.1	1.80	0.005	1.0
322.5	6.9	22.8	2.06	0.007	2.3
431.8	8.2	24.8	2.27	0.009	4.0
539.2	9.3	26.4	2.43	0.011	5.9
647.4	10.3	27.7	2.57	0.012	8.1
753.9	11.2	28.7	2.69	0.014	10.4

858.7	12.0	29.6	2.80	0.015	12.9
962.5	12.8	30.4	2.89	0.016	15.5
1,065.1	13.5	31.0	2.98	0.017	18.3
1,165.9	14.2	31.6	3.06	0.018	21.1
1,264.6	14.9	32.1	3.13	0.019	24.1
1,363.5	15.5	32.6	3.20	0.020	27.1
1,460.6	16.2	33.0	3.26	0.021	30.2
1,554.7	16.7	33.3	3.31	0.021	33.2
1,648.4	17.3	33.6	3.37	0.022	36.4
1,740.8	17.8	33.9	3.42	0.023	39.6
1,829.3	18.3	34.1	3.46	0.023	42.7
1,919.5	18.8	34.4	3.51	0.024	45.9
2,004.5	19.3	34.5	3.55	0.024	49.1

Таблица 6. Необходимость в воздухе для шахтного водосброса

Был предложен воздуховод диаметром 2.5 м, который совместим с расходом воздуха в 50 м³/с, со средней скоростью 10 м/с.

3.4.5 Кавитация, вызванная вихревым потоком

Условия кавитации, которой обычно подвержены элементы водосброса, обычно оцениваются на основе параметра кавитации K :

$$K = \frac{p_0 - p_{sat}}{\rho v^2 / 2}$$

Где p_0 и p_{sat} являются давлением на точке характеристик и давлением насыщенного водяного пара, в то время как v является касательной (радиальной) скоростью.

Тангенциальное вращение потока, см. таблицу 5, представляет источник явления кавитации в спиральных водосбросах того вида, что рассматривается здесь.

Необходима стальная облицовка внизу шахтного водосброса, и должны быть внедрены подходящие меры для увеличения способности бетонной отделки противостоять потенциальному явлению эрозии.

3.5 Носок высокого уступа

3.5.1 Траектории струи

Сбросы ВССУ1 в каналы поверхностного водосброса, со скоростью воды, сравнимой с возникающей, когда последний работает и с максимальным стоком, что составляет около 2/3 от максимального при условиях ВМП. Таким образом, анализы, представленные для поверхностного водосброса, охватывают также случай сброса с ВССУ 1.

Таким образом, этот раздел анализирует только траектории струи связанные с различными проверенными углами: 30°, 25° и 20° для случая ВССУ2.

Что касается СТЗ, влияние сталкивающихся струй на поверхность и их потенциальная диффузия на дне водобойного колодца будет анализироваться применением метода Хартунга и Хауслера [11], что косвенно основано на удельной мощности потока стремительно падающей струи в русло.

Было оценено распределение динамического давления на дно водобойного колодца для разных углов носка отброса струи и сравнено с динамическим давлением (скоростным напором).

Профиль был вычислен путем применения формулы **USBRError! Unknown switch argument.**, которая дет траекторию нижнего уровня струи (источник координат взят в конце выходной части носка отброса струи):

$$y = x \cdot \tan(\alpha) - \frac{x^2}{K[4 \cdot (d + h_v) \cdot \cos^2(\alpha)]}$$

где:

x = горизонтальное расстояние

y = вертикальное расстояние

α = угол края носка по горизонтали

K = коэффициент воздушного сопротивления траектории струи

d = толщина струи

$h_v = V_i^2 / (2g)$

g = ускорение вследствие гравитации

Результаты суммированы в следующей таблице:

Z_{ip} [м.н.у.м.]	Угол отталкивания [°]	Дистанция столкновения после носка [м]	Угол столкновения $\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=x_0}$ [°]	Длина траектории $\left(\int_0^{x_0} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx\right)$ [м]
1000.0	30	136	41	148
1000.0	25	128	38	137
1000.0	20	118	35	124

Таблица 7 – Суммарные результаты траектории струи с различными углами отталкивания

Вычисления были произведены для расчетного расхода каждого шахтного водосброса, соответствующего 1850 м³/с.

Учитывая длину траектории и зону влияния на месте выходного портала, 20° были выбраны как угол выхода.

3.5.2 Воронка размыва

Как описано для СТЗ, глубина размыва для ВССУ 2 оценивается по той же методологии, описанной в параграфе 2.3.4.

Два значения расхода, 1850 м³/с и 1065 м³/с, были рассмотрены для каждого комплекса, состоящего из вертикальной шахты и тоннеля. Скорости, принятые для расчета энергии в носке соответствуют вектору равнодействующей скорости осевого и эликоэдального движения вниз по течению спиральной шахты. Компоненты скорости приведены в таблице 5. Расчет шахтного водосброса для нескольких значений расхода.

-- $q = 1850 \text{ м}^3/\text{с}/20 \text{ м} = 92.5 \text{ м}^3/\text{с}/\text{м},$

- $H = 95.4 \text{ м}$

- $d = 1 \text{ м}$

- $q = 1065 \text{ м}^3/\text{с}/20\text{м} = 53.3 \text{ м}^3/\text{с}/\text{м},$

- $H = 78.2 \text{ м}$

- $d = 1 \text{ м}$

Автор	D (м) 1850 м ³ /с	D (м) 1065 м ³ /с	K	x	y	w	z
Верониз (Б)	61.1	43.4	1.9	0.54	0.225	0	0
Мод. Верониза	46.3	33.5	1.9	0.54	0.225	0	0
Дамле(А)	61.3	42.1	0.652	0.5	0.5	0	0
Дамле(Б)	51.0	35.0	0.543	0.5	0.5	0	0
Дамле (В)	34.0	23.4	0.362	0.5	0.5	0	0
Мартинс (А)	45.3	31.9	1.9	0.6	0.1	0	0
Мартинс (Б)	35.8	25.2	1.5	0.6	0.1	0	0
Мейсон	47.0	33.4	3.27	0.6	0.05	0.15	-0.1
Тараймович	41.1	27.0	0.633	0.67	0.25	0	0
INCYTH	42.5	30.7	1.413	0.5	0.25	0	0
Пинто	38.6	27.4	1.2	0.54	0.225	0	0
Чи и Кунг	62.6	43.2	1.663	0.6	0.2	0	-0.1

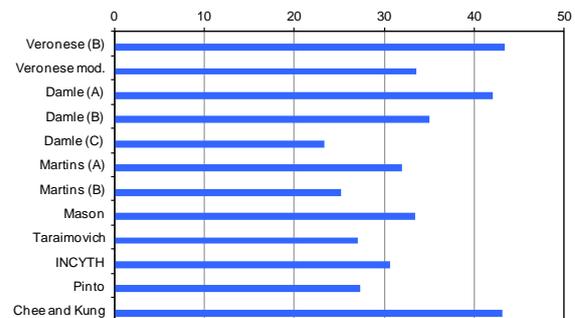
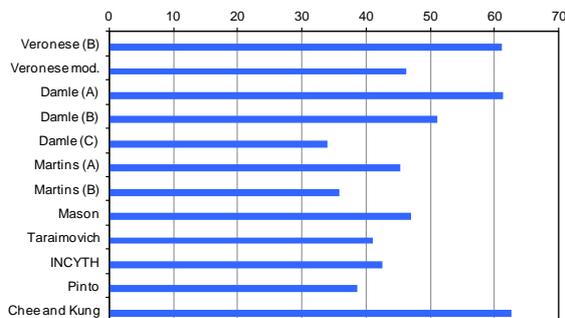


Рисунок 14 Глубина размыва (м), рассчитанная с помощью различных эмпирических формул для 1850 и 1065 м³/с.

Область изменения глубины размыва $D = t + h$, полученная путем применения эмпирических формул, находится между 34 и 62,6 м, в то время как среднее значение составляет 47 м для расхода 1850 м³/с. Для расхода 1065 м³/с, D находится между 23,4 м и 43,4 м, в среднем 33 м.

Кроме того, в этом случае, применяя теорию луковичи напряжения к случаю ВССУ 2 для расходов 1850 м³/с и 1065 м³/с и выхода под углом 20°, для того, чтобы оценить результаты эмпирических формул, мы получаем:

Скорости выхода составляют приблизительно 38,5 и 33,8 м/с, соответственно (без учета потерь напора вдоль лотка и глубины воды). Энергетические уровни воды на носке высокого уступа соответствуют 1075,4 и 1058,2 м нум, в то время как отметка уровня воды в нижнем бьефе составляет 980 м нум.

Для каждого туннеля, среднее расстояние по горизонтали от точки удара струи по отношению к носку высокого уступа составляет примерно 118 м для расхода 1850 м³/с и 97 м для 1065 м³/с.

Рисунок 15 показывает, для расхода 1850 м³/с, луковица напряжения по отношению к точке удара, где давление удара составляет $P_u = 96,6 \text{ т/м}^2$ (9,7 кг/см²) с углом соударения 35°, в то время как рисунок 16 показывает, для расхода 1065 м³/с, луковица напряжения по отношению к точке удара, где давление удара составляет $P_u = 79 \text{ т/м}^2$ (7,9 кг/см²) с углом соударения 38°.

Принимая во внимание величину давления 15 т/м² (1,5 кг/см²) в качестве порога эрозийности, Рисунок 15 и Рисунок 16 показывают, что это значение будет достигнуто на расстоянии 27 м вдоль оси луковицы для случая 1850 м³/сек, в то время как для случая 1065 м³/с при этом происходит на 15 м.

Угол удара для 1850 м³/с составляет 35°, значение порогового давления, предполагаемое в качестве критерия проектирования, достигается при 27 м вдоль оси струи (см. рисунок 15). В этой ситуации, будет принята предварительная разработка около 20 м от уровня воды в нижнем бьефе на отм. 980 м нум. Ширина предварительной разработки около 40 м на каждом водосбросе (в два раза больше ширины выхода) предполагается для прогноза объема разработки и затрат. Тем не менее, это должно быть проверено исследованием на физической модели подвижного слоя.

Также в данном случае необходимы экспериментальные испытания для того, чтобы более точно определить местное размывание на правом и левом берегах и дополнительные возможные сооружения для смягчения последствий.

Для целей данного исследования, предварительная разработка русла вниз до отм. 960 м нум. предполагается для управления процессом размывания. Что касается случая СТЗ, струя воздействует на русло на расстоянии около 50 м от подошвы откоса правого берега. Таким образом, предварительная разработка будет также включать откос левого берега, где присутствует плоская платформа с отметкой около 1100 м нум.

Эта ситуация позволяет провести разработку, не нарушая устойчивость всего берега. В дополнение к предварительной разработке русла, около 0,30 x 106 кубометров разработки откоса может быть необходимо, чтобы обеспечить достаточное пространство для воронки размыва на водосбросах.

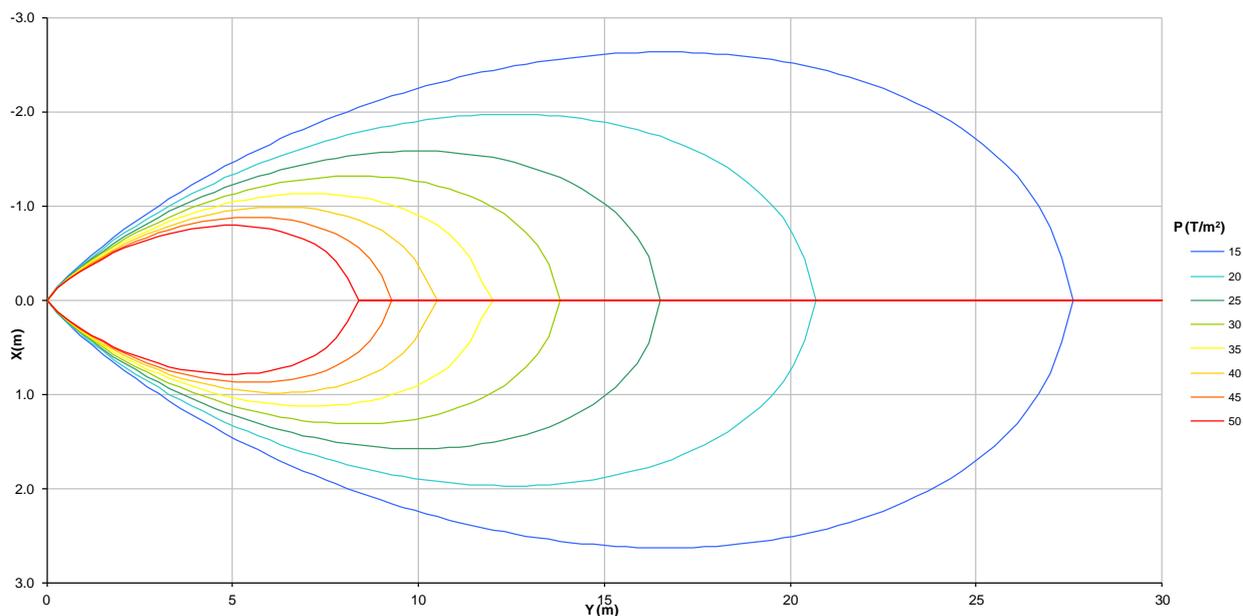


Рисунок 15. Гидродинамическая луковича напряжения: $Q = 1850 \text{ м}^3/\text{с}$. Давление на точке удара $P_u(0,0) = 96,6 \text{ т/м}^2$. Угол удара 35° .

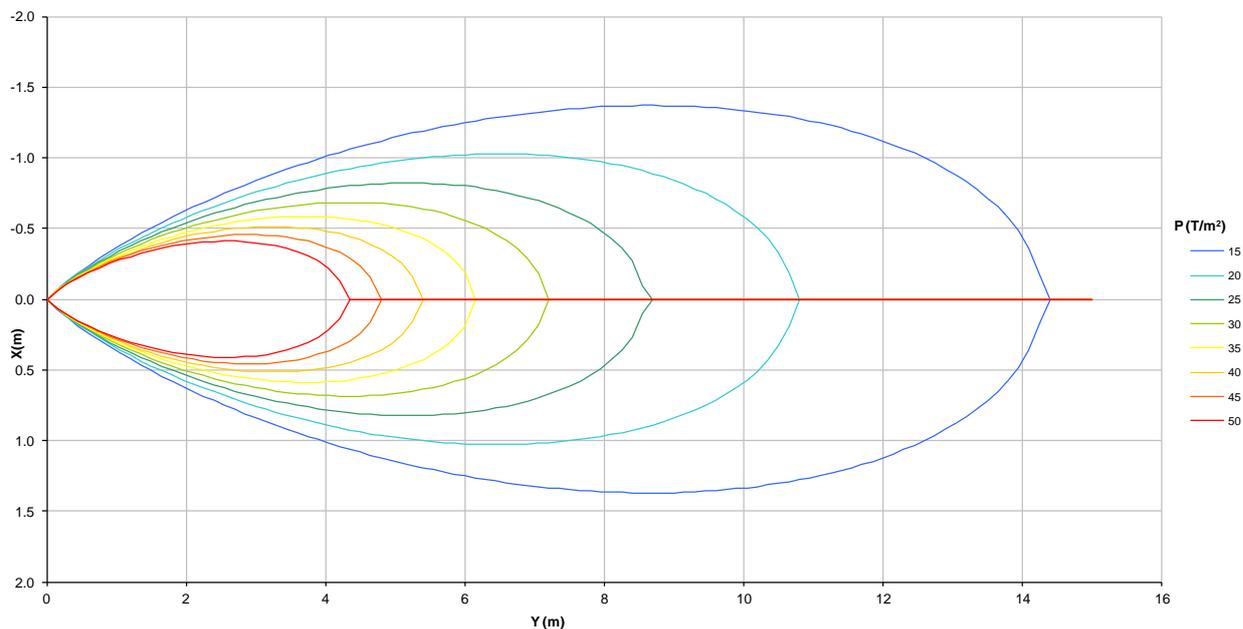


Рисунок 16. Гидродинамическая луковича напряжения: $Q = 1065 \text{ м}^3/\text{с}$. Давление на точке удара $P_u(0,0) = 79 \text{ т/м}^2$. Угол удара 38° .

Рисунок 17 показывает траекторию струи и луковичу напряжения для обоих расходов.

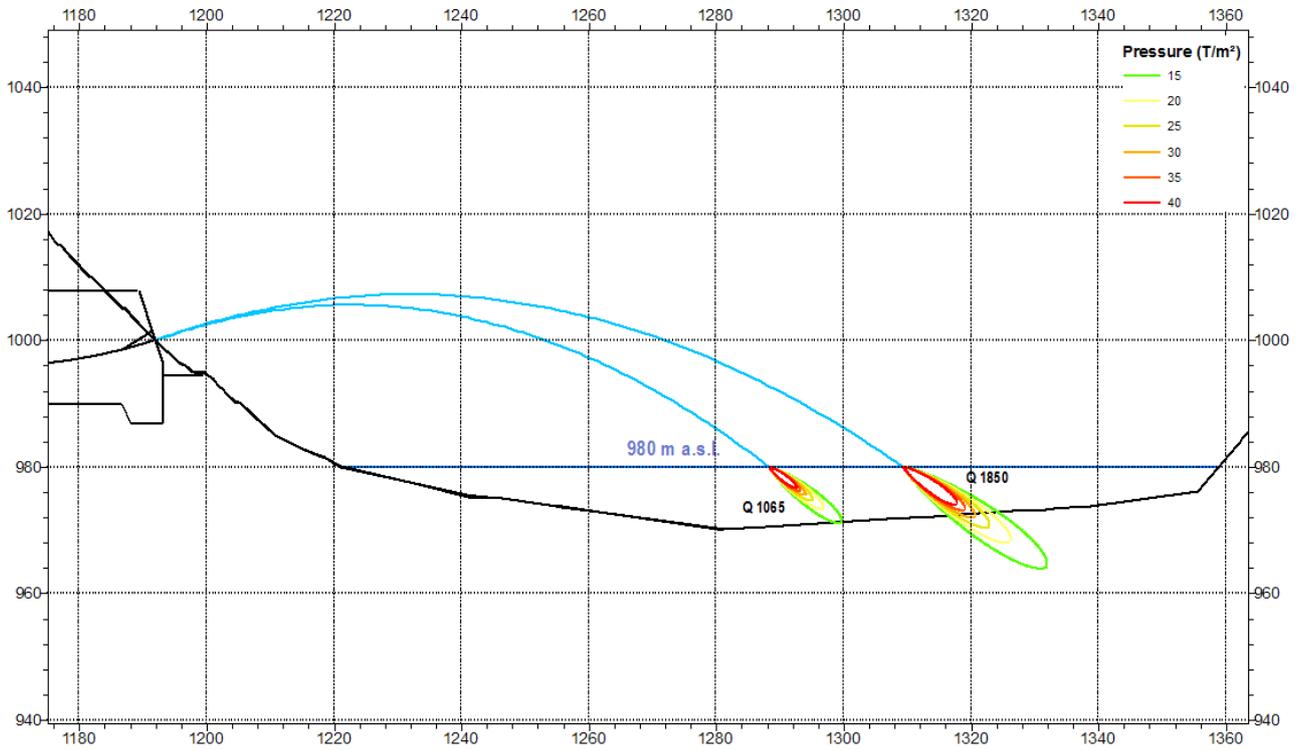


Рисунок 17 – Траектории струи для одного туннеля Мреднеуровневого водосброса 2; $Q = 1850$ и 1065 $\text{m}^3/\text{с}$.

4. ВОДОСБРОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ВЕРХНЕГО УРОВНЯ

4.1 Обзор водосбросных сооружений верхнего уровня

Согласно исследованиям, представленным в отчете Том 3 – Глава 3 – Приложение 3 «Пропуск паводков во время строительства», предложены два водосбросных тоннеля верхнего уровня, № 1 и 2, для варианта с НПУ на отм. 1290 м. Для варианта с НПУ на отм. 1255 м, комплекс включает три водосбросных тоннеля верхнего уровня, и для варианта с НПУ на отм. 1220 м, только один водосбросной тоннель верхнего уровня, как уже отмечено в пункте 1.1.4.

Каждый из предложенных водосбросных тоннелей верхнего уровня в основном состоит из напорного тоннеля, с последующим безнапорным тоннелем, каскадной системы, состоящей из быстротоков и водобойных колодцев и конечного носка отброса струи.

4.1.1 Вариант с НПУ на отм.1290 м.н.у.м.

Водоприемник водосбросного тоннеля №1 верхнего уровня расположен на отм. 1190 м.н.у.м.; текущее сечение тоннеля выполнено в виде подковы, с диаметром 10.0 м. Тоннель около 510 м в длину, от водоприемника до оси камеры основных и аварийных затворов. Камера ремонтных затворов расположена на расстоянии около 250 м от водоприемника. После камеры основных и аварийных затворов было принято решение использовать прямоугольное сечение шириной 10 м и 7.0 м в высоту до конца лотковой части, с круговым арочным сводом, достигающим максимальной высоты 12 м.

Безнапорный тоннель пролегает до пикета 1+264.1. После его выходного портала, сечение расширяется до ширины 30 м по быстротоку с уклоном 45° между отм. 1177.70 и 1130.00 м. Быстроток соединяется с водобойным колодцем, 30 м в ширину и 65 м в длину. В конце водобойного колодца предусмотрен с порог, высотой 9.5 м.

Второй быстроток проходит от отм. 1139.50 вниз до отм. 1055.00 м, с уклоном 45°, со следующим за ним вторым водобойным колодцем, длиной 65 м. Еще раз порог высотой 9.5 м закрывает водобойный колодец на отм. 1064.50 м.

После порога, расположен быстроток шириной 30 м, между отм. 1064.50 и 1000.00, с уклоном 30°, направляющимся в сторону носка отброса струи, с углом выхода 30°.

Водосбросной тоннель №2 верхнего уровня (ВТВУ 2) показывает в тоннельных участках под напором и безнапорных условиях эксплуатации такие характеристики и отм. Водоприемника, что и водосбросной тоннель № 1 верхнего уровня, кроме камер затворов, расположенных на немного других расстояниях от водоприемника, как следствие немного другого маршрута.

В этом варианте безнапорный тоннель пролегает до пикета 1+410.10. Как и для предыдущего водосбросного тоннеля, каскадная система состоит из трех быстротоков и двух водобойных колодцев. От выходного портала, сечение расширяется до ширины 30 м по быстротоку с уклоном 45° между отм. 1176.57 и 1120.00 м. Быстроток соединяется с

водобойным колодцем, 30 м в ширину и 65 м в длину. В конце предусмотрен водобойный колодец с порогом 9.5 м.

Второй быстроток проходит от отм. 1129.5 вниз до отм. 1045.00 м, с уклоном 45°, со следующим за ним вторым водобойным колодцем, длиной 65 м. Еще раз порог высотой 9.5 м закрывает водобойный колодец на отм. 1054.50 м.

После порога, расположен быстроток шириной 30 м, между отм. 1054.50 и 1000.00, с уклоном 36,5°, направляющимся в сторону носка отброса струи, с углом выхода 30°.

4.1.2 Вариант с НПУ на отметке 1255 м.н.у.м.

Водоприемник **водосбросного тоннеля №1 верхнего уровня** расположен на отм. 1154 м; текущее сечение тоннеля выполнено в виде подковы, с диаметром 10.0 м. Тоннель около 570 м в длину, от водоприемника до оси камеры основных и аварийных затворов. Камера ремонтных затворов расположена на расстоянии около 317 м от водоприемника. После камеры основных и аварийных затворов тоннель демонстрирует такое же сечение, что и водосбросной тоннель верхнего уровня для варианта с НПУ 1290 м.

Безнапорный тоннель пролегает до пикета 1+385.7. Схема быстротока и водобойного колодца повторяется со следующими деталями, которые могут быть найдены на соответствующих чертежах:

- Первый быстроток: от отм. 1131.74 до 1101.74, уклон 45°;
- Второй быстроток, с гребнем на отм. 1111.24 м до отм. 1050.00, уклон 45°;
- Третий быстроток, с гребнем на отм. 1059.50, до отм. 1000.00, уклон 45°;
- Конечный носок отброса струи с углом выхода 30°.

Водосбросной тоннель верхнего уровня №2: в тоннельных участках под напором и безнапорных условиях эксплуатации в основном были приняты такие же характеристики, что и водосбросной тоннель № 1 верхнего уровня, но его водозабор находится на отм. 1165. Камеры затворов расположены на немного отличающихся от ВТВУ 1 расстояниях от водоприемника, как следствие немного другого маршрута.

В этом варианте безнапорный тоннель пролегает до пикета 1+501.60. Схема быстротоков и водобойных колодцев повторяется со следующими деталями, которые могут быть найдены на соответствующих чертежах:

- Первый быстроток: от отм. 1151.66 до 1102.4, уклон 45°;
- Второй быстроток, с гребнем на отм. 1111.90 м до отм. 1040.0, уклон 45°;
- Третий быстроток, с гребнем на отм. 1049.5, до отм. 1000.0, уклон 35°;
- Конечный Носок отброса струи с углом выхода 30°.

Водосбросной тоннель верхнего уровня №3 (ВТВУ 3): в тоннельных участках под напором и безнапорных условиях эксплуатации были приняты такие же характеристики, что и водосбросной тоннель №2 верхнего уровня, включая отметку водоприемника. Камеры

затворов, расположены на немного отличающихся расстояниях от водоприемника, в отличие от водосбросного тоннеля №2 верхнего уровня, как следствие немного другого маршрута.

В этом варианте безнапорный тоннель пролегает до пикета 1+585.1. Схема быстротоков и водобойных колодцев повторяется со следующими деталями, которые могут быть найдены на соответствующих чертежах:

- Первый быстроток: от отм. 1149.85 до 1100.38, уклон 45°;
- Второй быстроток, с гребнем на отм. 1109.88 м вниз до отм. 1025.38, уклон 45°;
- Третий быстроток, с гребнем на отм. 1034.88, до отм. 1000.0, уклон 39°;
- Конечный носок отброса струи с углом выхода 30°.

Схему водосбросных тоннелей верхнего уровня для плотины на отм. 1265 м. можно увидеть на следующем рисунке.

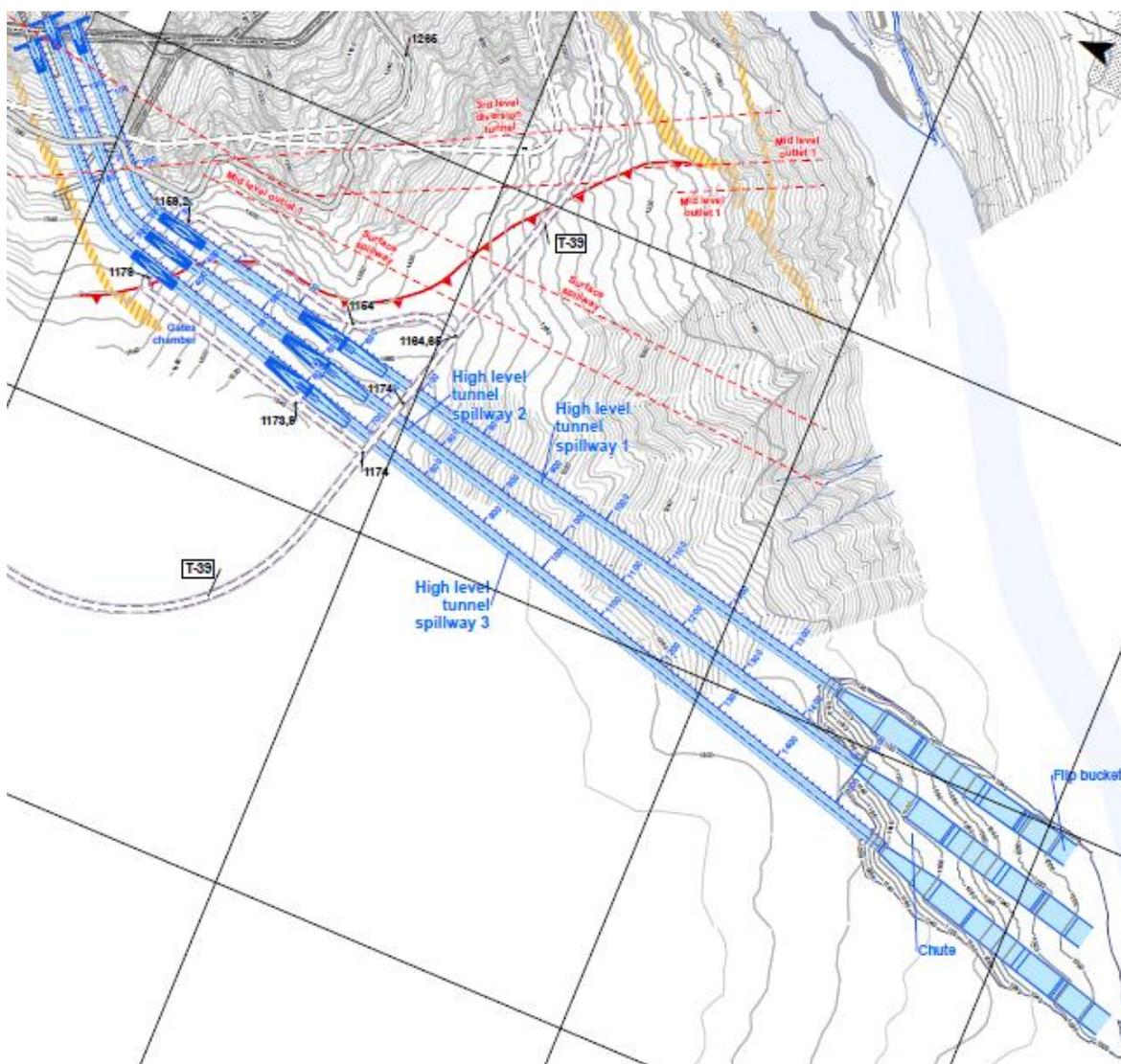


Рис. 18. Схема водосбросных тоннелей верхнего уровня, вариант плотины с гребнем на отм 1265 м.н.у.м.

4.1.3. Вариант плотины с НПУ на отм. 1220 м.н.у.м.

Водоприемник **водосбросного тоннеля верхнего уровня №1** расположен на отм. 1140 м; текущее сечение тоннеля выполнено в виде подковы, с диаметром 10.0 м. Тоннель около 580 м в длину, от водоприемника до оси камеры основных и аварийных затворов. Камера ремонтных затворов расположена на расстоянии около 320 м от водоприемника. После камеры основных и аварийных затворов тоннель демонстрирует такое же сечение, что и водосбросные тоннели верхнего уровня для вариантов с НПУ 1290 и 1265 м.

Безнапорный тоннель пролегает до пикета 1+416.8. Схема быстротоков и водобойных колодцев повторяется со следующими деталями, которые могут быть найдены на соответствующих чертежах. После выходного портала, сечение расширяется до ширины 30 по искривленному быстротоку длиной 44.2 м:

- Первый быстроток: от отм. 1126.3 до 1106.3, уклон 45°;
- Второй быстроток, с гребнем на отм. 1115.8 м до отм. 1050.00, уклон 45°;
- Третий быстроток, с гребнем на отм. 1059.50, до отм. 1000.00, уклон 45°;
- Носок отброса струи с углом выхода 30°.

4.2 Основные особенности и гидравлические характеристики Водосбросных Тоннелей Верхнего Уровня

Целью водосбросных тоннелей верхнего уровня является обеспечения пропуски паводков и предотвращения перелива плотины во время последней стадии её строительства, а также во время эксплуатации станции.

Максимальная скорость потока при эксплуатации при напорных условиях должна быть порядка 20 м/с, в то время как надводный борт при эксплуатации в безнапорных условиях должен быть как минимум 25% от общей высоты тоннеля и скорость не должна превышать 20 м/с для участков без аэрационных устройств. Такие критерии проектирования были приняты для всех гидросооружений.

Описание компонентов тоннелей и оценка их гидравлических показателей описана в этом разделе, с комментариями соответствия критериям проектирования.

4.2.1. Схема и геометрия для напорной и безнапорной эксплуатации участков тоннелей

В этом случае, гидравлические анализы сфокусированы на расходе 1570 м³/с и уровне воды в водохранилище на отм. 1290 м.н.у.м., т.е. вариант с НПУ на отм. 1290 м; результаты могут быть экстраполированы для всех остальных ситуаций эксплуатации.

Ниже показаны поперечные сечения всех вышеуказанных конфигураций тоннелей.

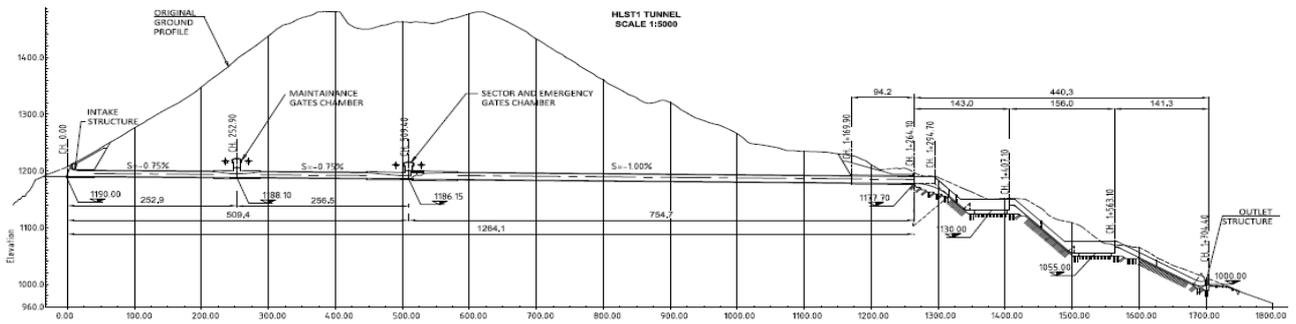


Рис. 2. Профиль водосбросного туннеля №1 верхнего уровня, для варианта с НПУ на отм. 1290 м

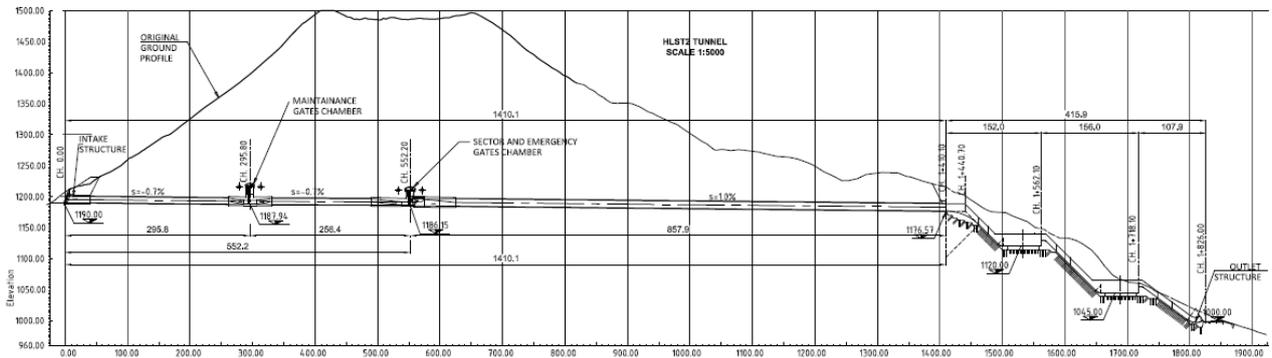


Рис. 20. Профиль водосбросного туннеля №2 верхнего уровня, для варианта с НПУ на отм. 1290 м

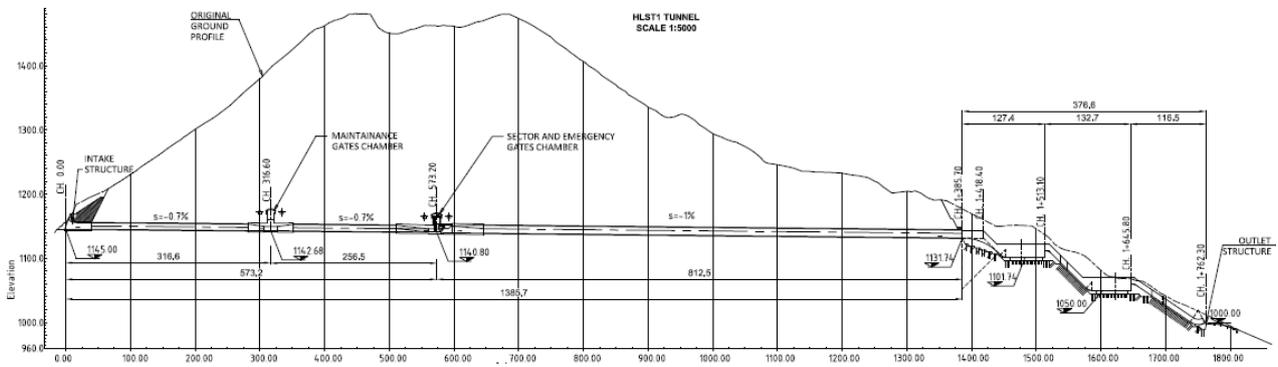


Рис. 21. Профиль водосбросного туннеля №1 верхнего уровня, для варианта с НПУ на отм. 1255 м

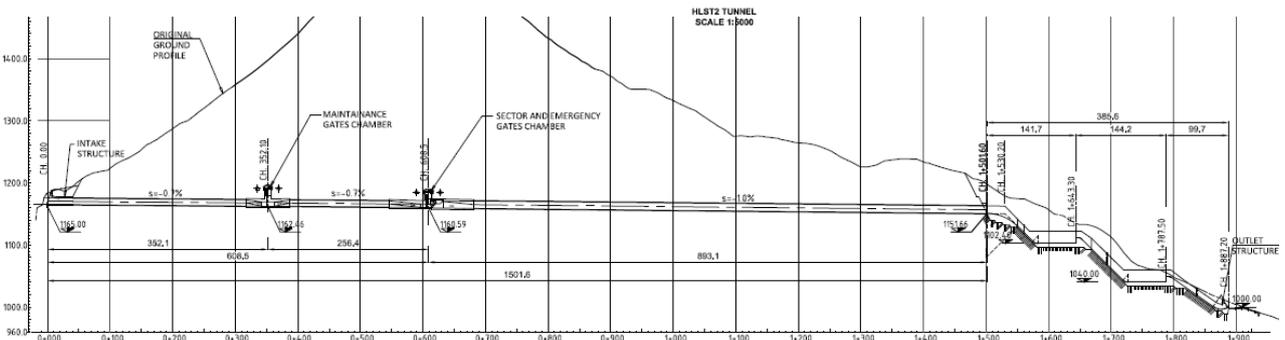


Рис. 22. Профиль водосбросного туннеля №2 верхнего уровня, для варианта с НПУ на отм. 1255 м

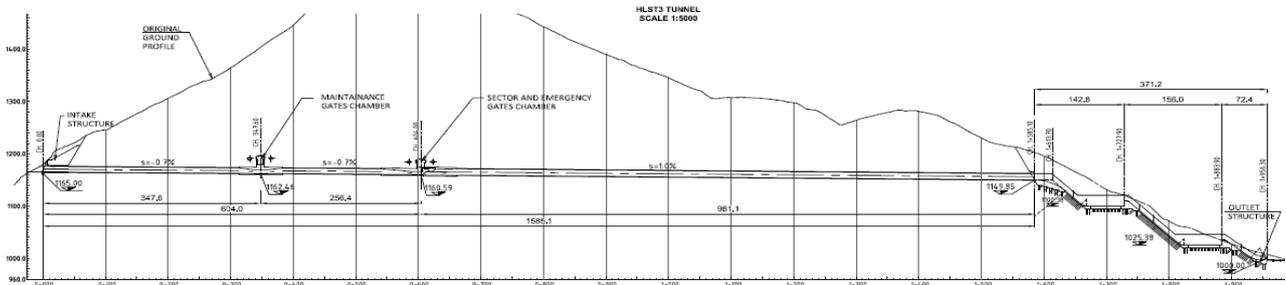


Рис. 33. Профиль водосбросного тоннеля №3 верхнего уровня, для варианта с НПУ на отм. 1255 м

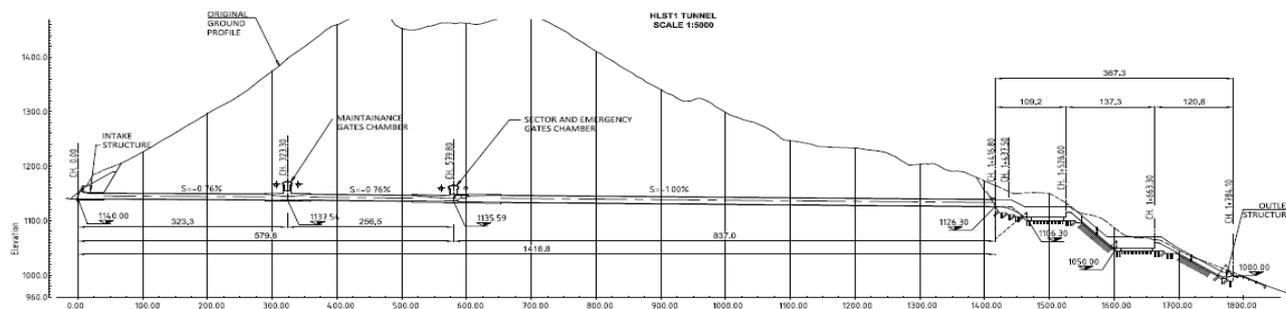


Рис. 44. Профиль водосбросного тоннеля №1 верхнего уровня, для варианта с НПУ на отм. 1220 м

Основные характеристики и расчеты, включенные в проект водосбросных тоннелей № 1 и 2 верхнего уровня для вариантов с отм. НПУ 1290 м приведены ниже. Они остаются в силе для всех рассмотренных альтернативных вариантов.

Сооружение водоприемника.

Водоприемник установлен на отм. 1190.0 м; вход в тоннель имеет прямоугольное сечение, шириной 18.5 м и 10 м в высоту. Средняя скорость в водоприемнике около 8.7 м/с. Контроль тенденции кавитации зависит от длины переходного участка. В этом случае длина от 10 до 20 м может быть рассмотрена как заниженная. Был принят переходной участок длиной 20 м, с формой близкой к эллиптическому контуру, учитывая тот факт, что это сооружение будет эксплуатироваться как постоянное водосбросное сооружение в течение всего срока эксплуатации станции.

Напорный участок тоннеля.

С пикета 00+000 до пикета 00+509, уклон тоннеля равен 0.75 и тоннель имеет призматическое подковообразное сечение с диаметром 10 м. Максимальная скорость воды близка к 20 м/с. В конце этого участка тоннель демонстрирует переход от подковообразного сечения к прямоугольному сечению 16.5 м в ширину и 5.15 м в высоту, где расположены основные и аварийные затворы. Нижняя отметка равна 11186,15 м.н.у.м.

Общая длины камеры затворов, включая сходящиеся, расходящиеся и призматические сечения около 136 м. Две опоры, 3 м толщиной каждая, используются для разделения сечения на три водовода, где установлены 3 плоских затвора, 3.5 м в ширину и 5.15 м в

высоту и три сегментных затвора, 3.5 м в ширину и 4.65 м в высоту. Скорость в водоводах затворов около 29.3 м/с и на месте затворов 32 м/с. Водоводы вдоль камеры затворов имеют стальную облицовку. В принципе, затворы эксплуатируются полностью открытыми, но эксплуатация при частичном раскрытии выше 50 % может быть принята, учитывая тот же напор и скорость.

Система воздушных труб расположена сразу после затворов. В этой зоне была установлена 1-метровая отрицательная аэрационная ступень для контроля возможных проблем с кавитацией, на месте влияния напора на нижнюю часть тоннеля.

Камера ремонтных затворов расположена на расстоянии около 250 м от водоприемника тоннеля. Камера оборудована 2 плоскими затворами 3,5 м в ширину и 6,7 м в высоту. Есть верховые и низовые переходные участки с текущего подковообразного сечения на прямоугольное (10 м в ширину и 6.7 м в высоту) и обратно, каждый 25 м в длину; общая длина камеры ремонтных затворов 70 м включая участок водоводов затворов. Предусмотрена стальная облицовка с такой же конфигурацией, примененной для камеры основных и аварийных затворов.

Безнапорный участок тоннеля

Как было сказано выше, после камеры основных и аварийных затворов тоннель трансформируется с прямоугольного сечения 16.5 к тоннелю с шириной 10 м и 7.0 м в высоту до конца лотковой части, с круговым арочным сводом, достигающим максимальной длины 12 м. Тоннель был спроектирован со склоном 1.0 % до выходного портала.

После выходного портала начинается каскадная система, подробно описанная выше.

4.2.2. Пропускная способность водосбросных тоннелей верхнего уровня

Согласно методологии расчетов, представленной для СТЗ, максимальный расход для варианта с НПУ 1290 м.н.у.м. с полностью открытыми затворами является 1570 м³/с. Кривая напора-расхода для различных отметок тоннелей показана на следующем графике.

High Level Tunnels

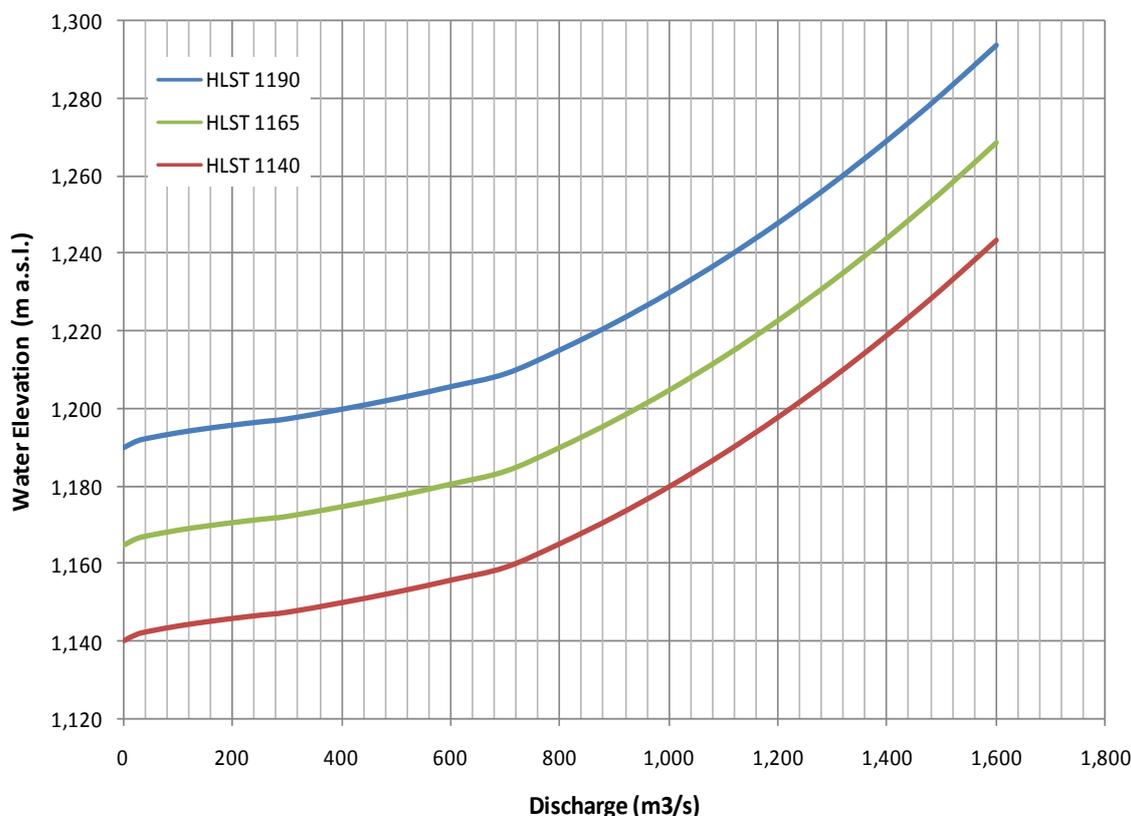


Рис. 55 Связь напора и расхода. Напорный тоннель до камеры затворов

4.2.3. Поведение водосбросных тоннелей верхнего уровня при безнапорных условиях

Те же проблемы, которые были упомянуты при анализе других гидротехнических сооружений, также принимаются во внимание здесь в порядке убывания важности: ударные волны, пробки из воздушно-водяной смеси, вовлечение воздуха потоком воды

Для того, чтобы предотвратить или снизить воздействия этих возможных проблем, были приняты меры, уже установленные в других туннелях, т.е.:

Верховые и низовые переходы с низкими углами поворота, обычно менее 4°, соответствующий надводный борт и аэрационная система.

При переходе вниз по течению от затворов, приняты три трубопровода диаметром 2,0 м. Вентиляционные отверстия будут помещены в свод туннеля непосредственно вниз по течению от секторных затворов.

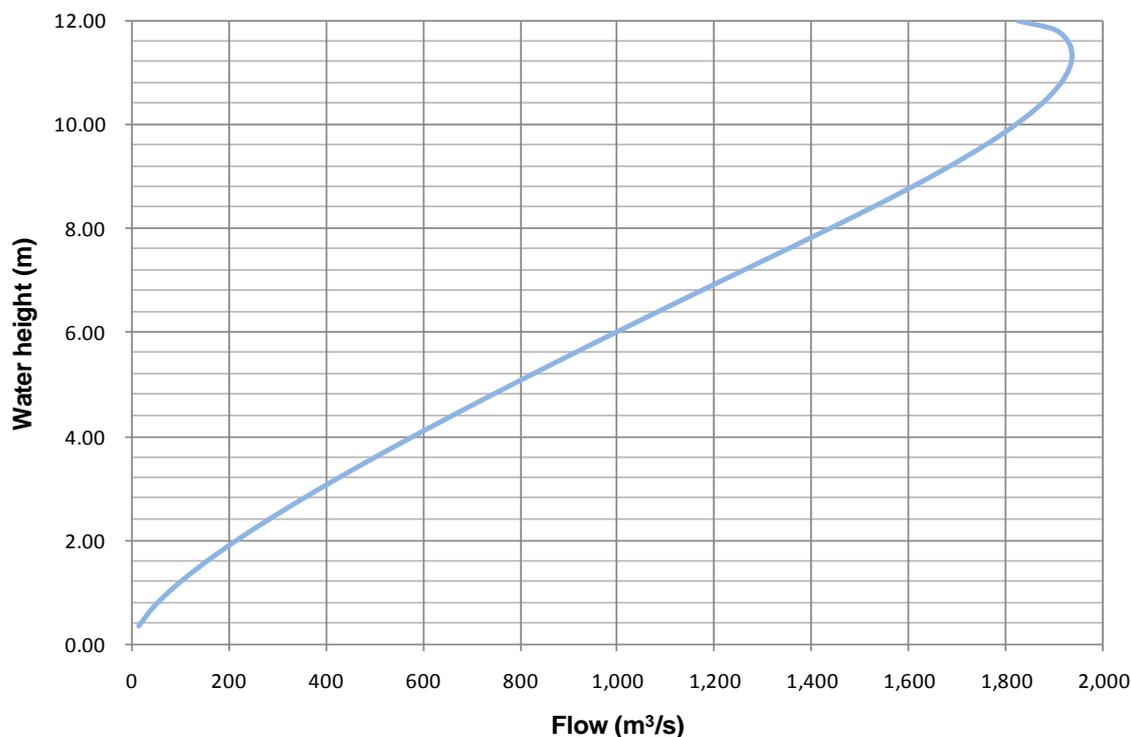
Эти воздухозаборники должны быть соединены с вентиляционной галереей длиной около 100м, 22,3 м² поперечного сечения, до Транспортного туннеля Т-39. Расчеты, проведенные в соответствии с методологией, указанной в пункте 2.3.5 показали, что общие потери напора вдоль вентиляционной галереи и туннеля составляют порядка 2,92 кПа.

Для расчетного расхода, если рассматривается однородный поток, надводный борт около 35%, скорость около 18 м/с.

Следует отметить, что надводный борт будет больше, чем указано, так как начальная скорость воды при открытии затворов гораздо выше вышеуказанной и постепенно снижается в течение безнапорного участка. Условия равномерного потока не были достигнуты в участке ниже по течению от затворов до выходного отверстия туннеля, таким образом, скорость воды остается выше, чем у однородного потока и высота надводного борта также выше, чем выше упомянуто. Это было принято во внимание при проектировании профиля лотка и следующего водобойного колодца.

Ниже показана связь высота-расход для однородного потока.

High Level Tunnel Spillway - Free flow stretch



4.2.4. Метод верификации каскадной системы

Безнапорная каскадная система была подтверждена для трех сценариев:

Водосбросной тоннель № 1 верхнего уровня, для варианта НПУ 1290 м.

Водосбросной тоннель № 2 верхнего уровня, для варианта НПУ 1290 м.

Водосбросной тоннель № 3 верхнего уровня, для варианта НПУ 1255 м.

Каскадная система состоит из серии быстротоков и водобойных колодцев, которые позволяют рассеивать энергию, в то же время контролируя эффект эрозии-кавитации на строительные сооружения, а также гидравлическую эрозию на выходном портале.

В следующих параграфах описываются критерии проектирования и примененной методологии для определения каскадной системы.

4.2.4.1 Неконтролируемый водослив

Кривые водослива спроектированы как неконтролируемые водосливы практического профиля в докритическом состоянии, как в случае водослива Кригера:

$$Q = \alpha H^{\frac{3}{2}}$$

Где H – верховой напор.

Тем не менее, форма профиля для гребня с вертикальным верховым откосом и высокой скорости приближения воды, должна быть исследована в лаборатории в следующих фазах исследований. На самом деле, на коэффициент расхода в данном специфическом случае, сильное влияние оказывает скорость приближения воды. Эффективность водослива зависит от корректной оценки коэффициента расхода.

4.2.4.2. Водобойный колодец

Водобойные колодцы используются как устройства рассеивания энергии, спроектированные таким образом, чтобы содержать гидравлический прыжок и снижать скорость потока на выходе, и таким образом снизить гидравлическую эрозию после каскадной системы.

Одним из эффективных путей по контролю гидравлического прыжка является вариация нижнего профиля канала. Ступень, или положительная (порог) или отрицательная (колодец) должны быть построены внутри водобойного колодца. Данный проект был сделан основываясь на основе критериев Бюро мелиорации США (USBR), как описано Петерка [24] и Блайделлом [4], Хагером и Синнигером [25] и Хагером и Бретцом [11] из лаборатории гидросистем водопадов Сент Антони.

Рассматривая вариант положительной ступени как проектного решения, важно подчеркнуть, что в зависимости от уровня нижнего бьефа, прыжок может полностью сформироваться до ступени или при понижении нижнего бьефа прыжок будет частично формироваться до и частично после ступени. Хагер и Бретц [11] предлагают **ограничить условия** для формирования прыжка полностью до положительной ступени:

$$F_0^2 = \frac{q^2}{gy_0^3} = \frac{\frac{y_2}{y_0} \left[\left(\frac{y_2}{y_0} \right)^2 + \frac{2a}{y_0} \left(\frac{y_2}{y_0} \right) + 2 \left(\frac{a}{y_0} \right)^2 - 1 \right]}{2 \left(\frac{y_2}{y_0} \right) - 1}$$

Длина прыжка может быть вычислена по уравнению длины неконтролируемого прыжка, рекомендованного Хагером и Синнигером [25]:

$$\frac{L}{y_0} = 6 \left(\frac{y_2}{y_0} + \frac{1.2 a}{y_0} \right)$$

Проект водобойного колодца основан на вышеуказанных уравнениях. Применение ограничения условия и вычисление длины прыжка, основываясь на уравнениях предложенных Хагером и Бретцом [11] в исследованных вариантах, для u_0 от 2 до 4 м и чисел Фруда от 5 до 10, дает нам максимальную длину около 100 м. Был принят проект водобойных колодцев длиной 65 м, что соответствует примерно двум третям от максимальной длина прыжка, принятой как достаточной, учитывая тот факт, что наиболее интенсивное рассеивание энергии возникает в первой половине длины гидравлического прыжка.

Затем размеры колодца были подтверждены математической моделью, описанной в разделе 2.3.3. *Профили поверхности воды в условиях эксплуатации равномерного потока.*

4.2.4.3. Высота боковых стен

Боковые стены должны возвышаться уровнем нижнего бьефа в конце водобойного колода на достаточную высоту для предотвращения перелива. Волнение воды в водобойных колодцах требует большего надводного борта, чем тот, что используется в открытых каналах. Минимальная высота боковых стен на поверхность воды в конце водобойного колодца должна быть следующей:

$$t = y_2/3$$

или больше. Все правила, представленные здесь, основываются на боковых стенах выпирающих над уровнем нижнего бьефа, даже когда рассматривается затопление. В условиях затопленного течения, могут понадобиться гораздо более высокие стены; тем не менее, надводный борт над уровнем нижнего бьефа может быть безопасно снижен, так как поверхность воды быть спокойней.

Глубина потока и соответствующее число Фруда, которые были оценены в подводной части водобойного колодца, показывают что толщина плиты водобойного колодца может быть от 1 до 1.5 м. Была разумно принята плита толщиной 2.0 м.

Магнитуа этих явлений не может быть достоверно предсказана обычными вычислениями. Будут предложены испытания на моделях, как средство подтверждения проектных предположений с целью оптимизации сооружений и с технической и с экономической точки зрения.

4.2.5. Гидравлические показатели каскадной системы

Каскадная система должна эксплуатироваться в безопасных условиях с расчетным расходом для трех сценариев:

ВТВУ1: $Q=1610 \text{ м}^3/\text{с}$, уровень воды в водохранилище 1290 м, для варианта НПУ
1290м

ВТВУ 2: $Q=1610 \text{ м}^3/\text{с}$, уровень воды в водохранилище 1290 м, для варианта НПУ
1290м

ВТВУ 3: $Q=1610 \text{ м}^3/\text{с}$, уровень воды в водохранилище 1255 м, для варианта НПУ
1255 м

Были приняты следующие критерии при проектировании сооружений водосбросной системы: скорость потока вдоль системы не должна быть выше 40 м/с, с применением воздушных шахт в любом случае. Максимальный напор быстотоков 75 м и уклон не должен быть выше 45°. Максимальное число Фруда в водобойных колодцах около 10 и максимальная выходная скорость около 8 м/с.

Длина водобойных колодцев 65 м, принимая эмпирический подход, описанный в 4.2.4.2.

Рис. 66, Рис. 77 и Рис. 88 показывают сечение русла, профили воды, профиль энергии, скорость воды, глубину воды и число Фруда для вышеперечисленных водосбросных тоннелей верхнего уровня. Были определены колебательные прыжки в водобойных колодцах для сценариев водосбросных тоннелей № 1 и 2 верхнего уровня, вариант НПУ 1290 м. Мощный прыжок достигается в водобойном колодце в сценарии водосбросного тоннеля №3 верхнего уровня.

Потери энергии в сравнении с потенциальной энергией:

Сценарий	Потеря энергии(м)	Потенциальная энергия(м)
ВТВУ 1, вар.отм. НПУ 1290	163	192
ВТВУ 2, вар.отм. НПУ 1290	189	192
ВТВУ 3, вар.отм. НПУ 1255	144	171

Таблица 8. Потеря энергии, сравнение с потенциальной энергией, вычисленной как разница между уровнем воды в начале и в носке отброса струи

Математическая модель STEFLO – это алгоритм с постоянным, равномерным алгоритмом, использованным для вычисления линии потока, основываясь на элементарных принципах, сформулированных Молинасом и Янгом [17]. Допускается вычисление и сверхкритического и подкритического режима потока. Принимаются во внимание наличие и расположение гидравлических прыжков.

На самом деле, STEFLO может обрабатывать транскритический поток с обобщенным подходом. Другими словами, необязательно определять контрольные участки. Расчет автоматически определяет гидравлические прыжки и смешанные потоки. Разрешается применение STEFLO в случае каскадной системы, оценивая эмпирические критерии проектирования принятые в проекте водобойных колодцев и водосбросных сооружений.

Было решено, что обычные вычисления, выполненные для оценки гидравлического поведения такой комплексной системы не могут рассматриваться как абсолютно надежные. Потребуется испытание на модели, чтобы подтвердить проектные предположения и для оптимизации сооружений, и с технической и с экономической точки зрения.

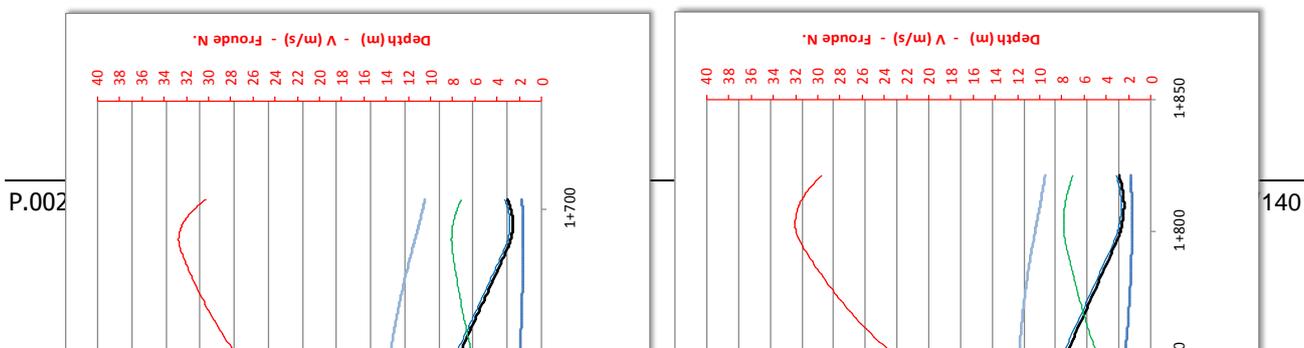


Рис. 66. Профиль воды и гидравлические характеристики для ВТВУ 1, отм НПУ 1290 м

Рис. 77. Профиль воды и гидравлические характеристики для ВТВУ 2, отм. НПУ 1290 м

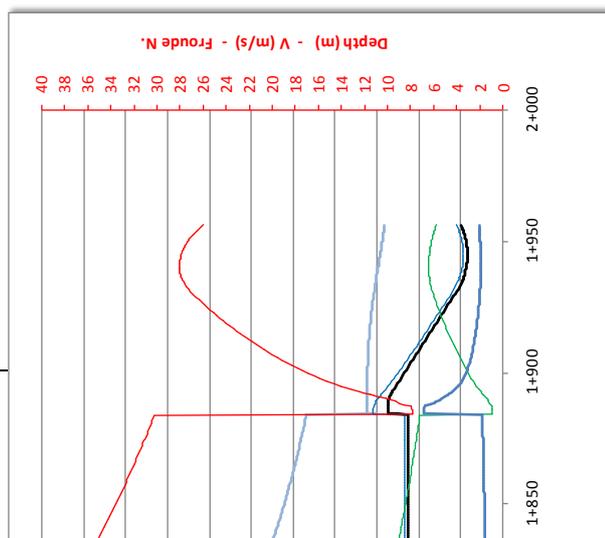


Рис. 88. Профиль воды и гидравлические характеристики для ВТВУ 3, отм. НПУ 1255 м

4.3 Носок высокого уступа

4.3.1. Траектории струи

Данный раздел анализирует траектории струи, учитывая угол выхода 30° для трех сценариев: водосбросные тоннели № 1 и 2 верхнего уровня для отм. НПУ 1290 м и водосбросный тоннель № 3 верхнего уровня для отм. НПУ 1255 м.

Распределение динамических давлений на дно водобойного колодца (ковша) было рассмотрено и сравнено со скоростным напором, путем применения метода Хартунга и

Хауслера [11], которое косвенно основывается на удельной мощности потока направленной струи, переходящей в русло реки.

Как и в случае с водосбросными сооружениями среднего уровня, профиль был вычислен путем применения формулы USBR [2], которая дает траекторию нижней части струи (первоначальные координаты взяты в конце носка).

$$y = x \cdot \tan(\alpha) - \frac{x^2}{K[4 \cdot (d + h_v) \cdot \cos^2(\alpha)]}$$

где:

x = горизонтальное расстояние

y = вертикальное расстояние

α = угол края носка по горизонтали

K = коэффициент воздушного сопротивления траектории струи

d = толщина струи

$h_v = V_i^2 / (2g)$

g = ускорение из-за гравитации

Результаты суммированы в следующей таблице:

Z_{ip} [м.н.у.м.]	Угол выхода [°]	Дистанция столкновения после носка [м]	Угол столкновения $\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=x_0}$ [°]	Длина траектории $\left(\int_0^{x_0} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx\right)$ [м]
1000.0 (ВТВУ 1)	30	91	45	102
1000.0 (ВТВУ 2)	30	90	46	101
1000.0 (ВТВУ 3)	30	74	48	84

Таблица 9 – Суммарные результаты траекторий струи для трех вычисленных сценариев – см. параграф 4.2.5

Вычисления были произведены для расхода 1610 м³/с.

Возможная необходимость в предварительной выемке водобойного колодца и его глубины будет определена согласно скоростному напору на поверхности.

4.3.2. Воронка размыва

Как было описано для водосбросных сооружений среднего уровня и СТЗ, глубина эрозии оценивается по той же методологии, описанной в параграфе 2.3.4.

Были приняты следующие значения:

Для ВТВУ (водосбросные тоннели верхнего уровня) 1 и 2, НПУ 1290 м

- $q = 1,570 \text{ м}^3/\text{с} / 30 \text{ м} = 52.4 \text{ м}^3/\text{с}/\text{м}$,
- $H = 67.6 \text{ м}$
- $d = 1 \text{ м}$.

Автор	D (м)	D (м)	K	x	y	w	z
	1570 м³/с	1000 м³/с					
Верониз (B)	41.6	32.5	1.9	0.54	0.225	0	0
Верониз мод.	32.9	25.7	1.9	0.54	0.225	0	0
Дамле (A)	38.8	30.8	0.652	0.5	0.5	0	0
Дамле (B)	32.3	25.7	0.543	0.5	0.5	0	0
Дамле (C)	21.5	17.1	0.362	0.5	0.5	0	0
Мартинс (A)	31.1	23.7	1.9	0.6	0.1	0	0
Мартинс (B)	24.6	18.7	1.5	0.6	0.1	0	0
Масон	32.8	25.0	3.27	0.6	0.05	0.15	-0.1
Тараймович	25.7	19.0	0.633	0.67	0.25	0	0
INCYTH	29.3	23.3	1.413	0.5	0.25	0	0
Пинто	26.2	20.5	1.2	0.54	0.225	0	0
Чи и Кунг	41.5	31.6	1.663	0.6	0.2	0	-0.1

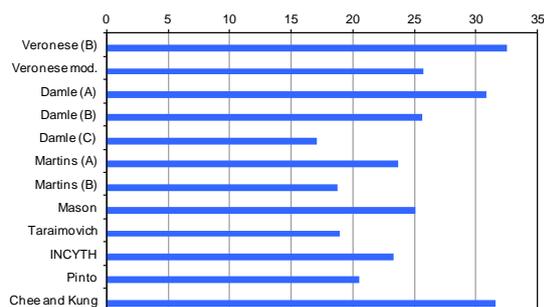
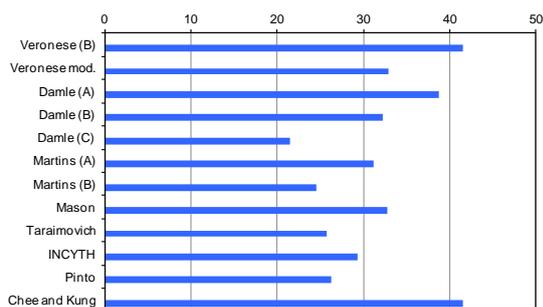


Рисунок 29 Глубины размыва (м), подсчитанные с помощью эмпирической формулы для 1570 м³/с и 1000 м³/с.

Те же критерии, сделанные для СТ-3 применимы в случае Водосбросного Туннеля Верхнего Уровня; в действительности, применяя теорию луковичы напряжения в случае ВТВУ 1 и 2 для сброса в 1570 м³/с и 1000 м³/с и ВТВУ 3 для сброса 1490 м³/с мы можем наблюдать:

В случае ВТВУ -1 и 2, угол выхода составляет 30°. Скорости выхода составляют около 30 м/с в обоих случаях (без учета потерь напора). Отметки, относящиеся к энергии в носке

высокого уступа, находятся на 1047,6 и 1047,0 м н.у.м., в то время как отметка уровня нижнего бьефа составляет 980 м н.у.м.

Расстояние по горизонтали от точки удара струи по отношению к носку высокого уступа составляет 91 м для сброса 1570 м³/с и 90 м для 1000 м³/с.

На рисунке 30 показано, для сброса в 1570 м³/с, луковица напряжения по отношению к точке удара, где динамическое давление является $P_u = 68,5 \text{ Т/м}^2$ (6,85 кг/см²) с углом удара 45°, в то время как на рисунке 32 показано, для сброса 1000 м³/с, луковица напряжения по отношению к точке удара, где динамическое давление составляет $P_u = 67,5 \text{ Т/м}^2$ (6,75 кг/см²) с углом удара 45°. Фактически, нет никакой разницы в траекториях, так как энергия на выходе в основном одинаковая в обоих сценариях, потери напора можно считать незначительными, учитывая упрощенный подход, принятый в расчете динамических давлений удара. Тем не менее, луковицы давления различны, благодаря различным удельным расходам.

Учитывая, также в этом случае, значение давления 15 Т/м² (1,5 кг/см²) как порог эрозийности, мы можем видеть на рис 31 и рис 32, что это значение достигается на расстоянии 13 м вдоль оси луковицы в случае 1570 м³/с, а в случае 1000 м³/с это происходит на 8 м.

В этой ситуации, учитывая напор и удельный расход, предварительная разработка воронки размыва не была бы строго необходима. Однако, поскольку падающая струя влияет на правый берег реки, предлагаются меры по защите этого берега и во избежание нестабильности сооружений выходного портала.

Эти меры состоят из предварительной разработки возможной площади размыва вниз до отм. 970 м н.у.м. шириной, равной 1,5 раза больше носка высоко уступа и защитить берег бетонной конструкцией, состоящей из балочной сетки и плиты толщиной в 1 м, лежащей на склоне разработки, прикрепляется к скале тросами. Конечный срез около 8 м в глубину предусмотрен на нижнем конце защитной конструкции, достигающей глубины почти на 25 м ниже первоначальной поверхности земли.

Во всяком случае, экспериментальные испытания необходимы для того, чтобы более точно оценить местное размывание на правом и левом берегу и точнее определить протяженность конструкций по смягчению последствий.

Рисунок 32 показывает луковицу напряжения в случае ВТВУ-3. Максимальная луковица напряжения составляет 57,3 Т/м² в точке удара, а удельный расход составляет 49,7 м³/с. Напряжение в 1,5 кг/см², рассматриваемое как порог эрозийности достигается на расстоянии 11 метров.

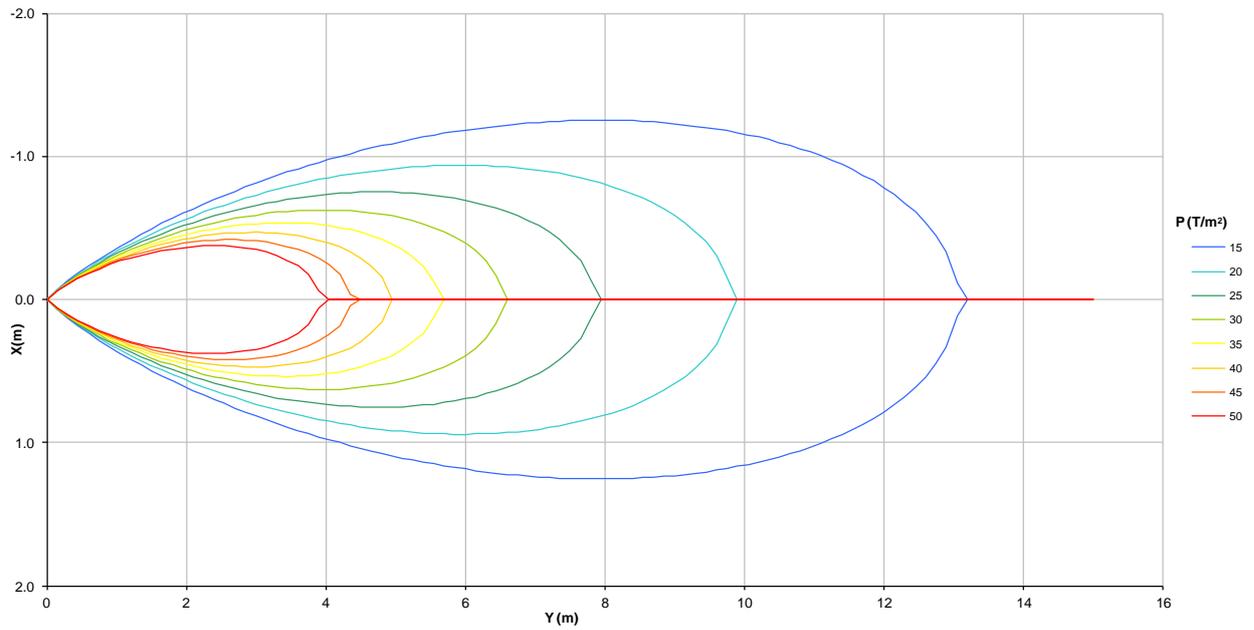


Рисунок 30 Гидродинамическая луковича напряжения: $Q = 1570 \text{ м}^3/\text{с}$. Напряжение в точке удара $P_u(0,0) = 68.5 \text{ Т/м}^2$. Угол падения 45° .

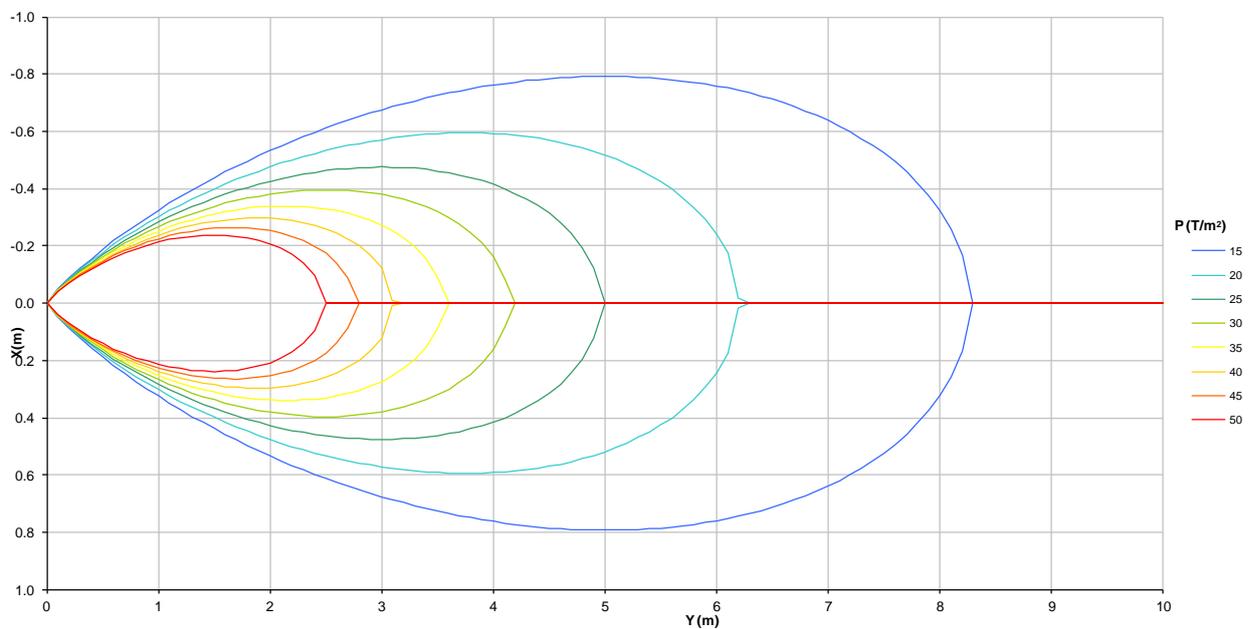


Рисунок 31 Гидродинамическая луковича напряжения: $Q = 1000 \text{ м}^3/\text{с}$. Напряжение в точке удара $P_u(0,0) = 67.5 \text{ Т/м}^2$. Угол падения 45° .

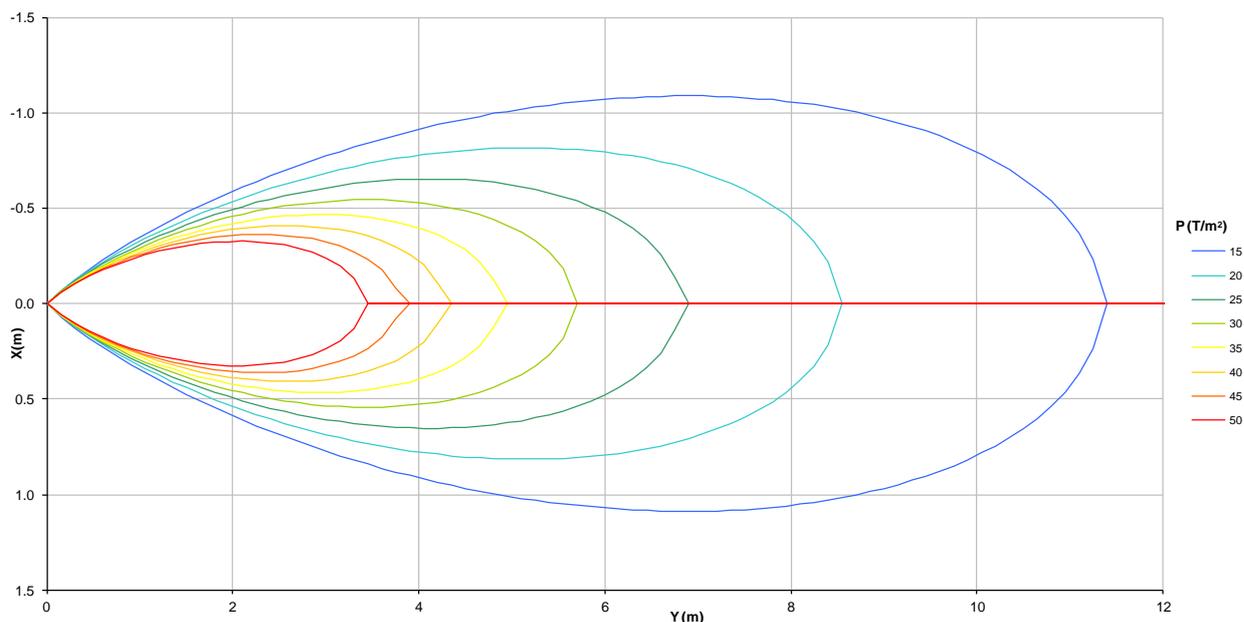


Рисунок 32 Гидродинамическая луковича напряжения: $Q = 1490 \text{ м}^3/\text{с}$. Напряжение в точке удара $P_u(0,0) = 57.3 \text{ Т/м}^2$. Угол падения 48° .

На Рисунке 33 показана траектория струи и луковича напряжения для ВТВУ 1 и 2, в то время как на Рисунке 34 показано то же самое для ВТВУ 3, $Q = 1490 \text{ м}^3/\text{с}$.

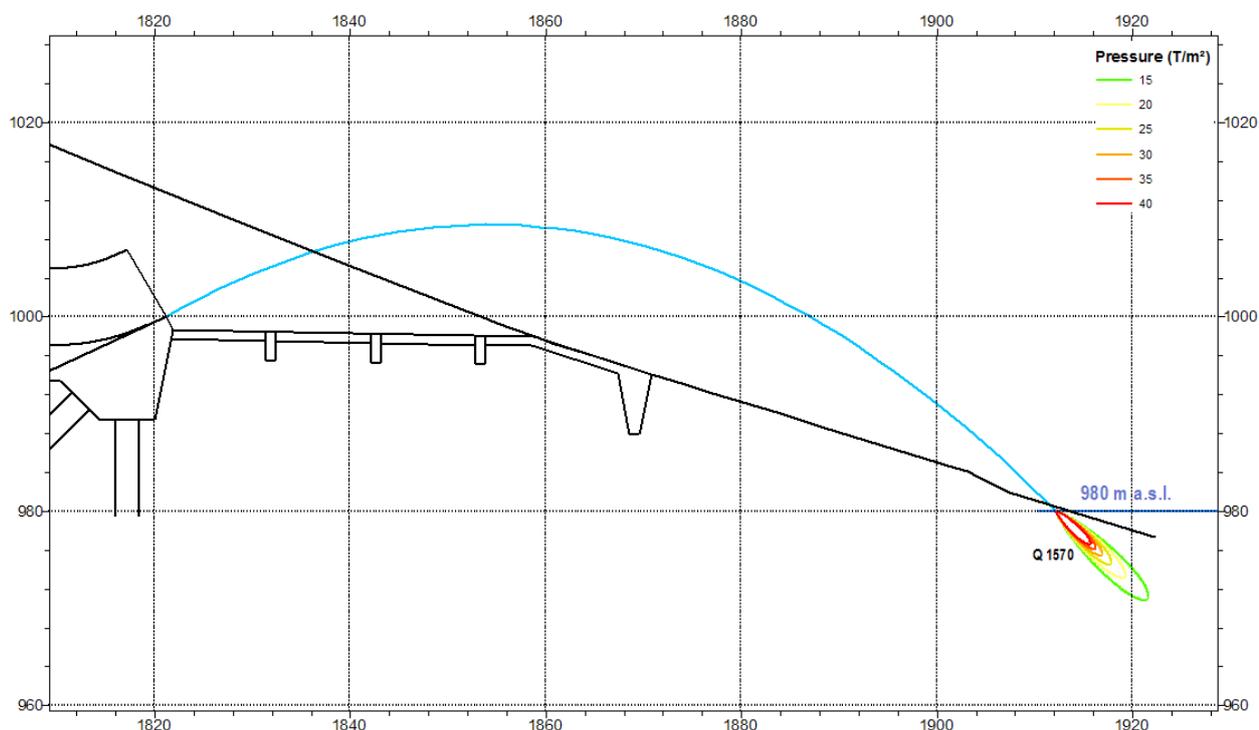


Рисунок 33 – Траектории струи для Водосбросного Туннеля Верхнего Уровня 1 и 2 (отм. НПУ 1290м), с углом носка высокого уступа в 30° , $Q = 1570 \text{ м}^3/\text{с}$

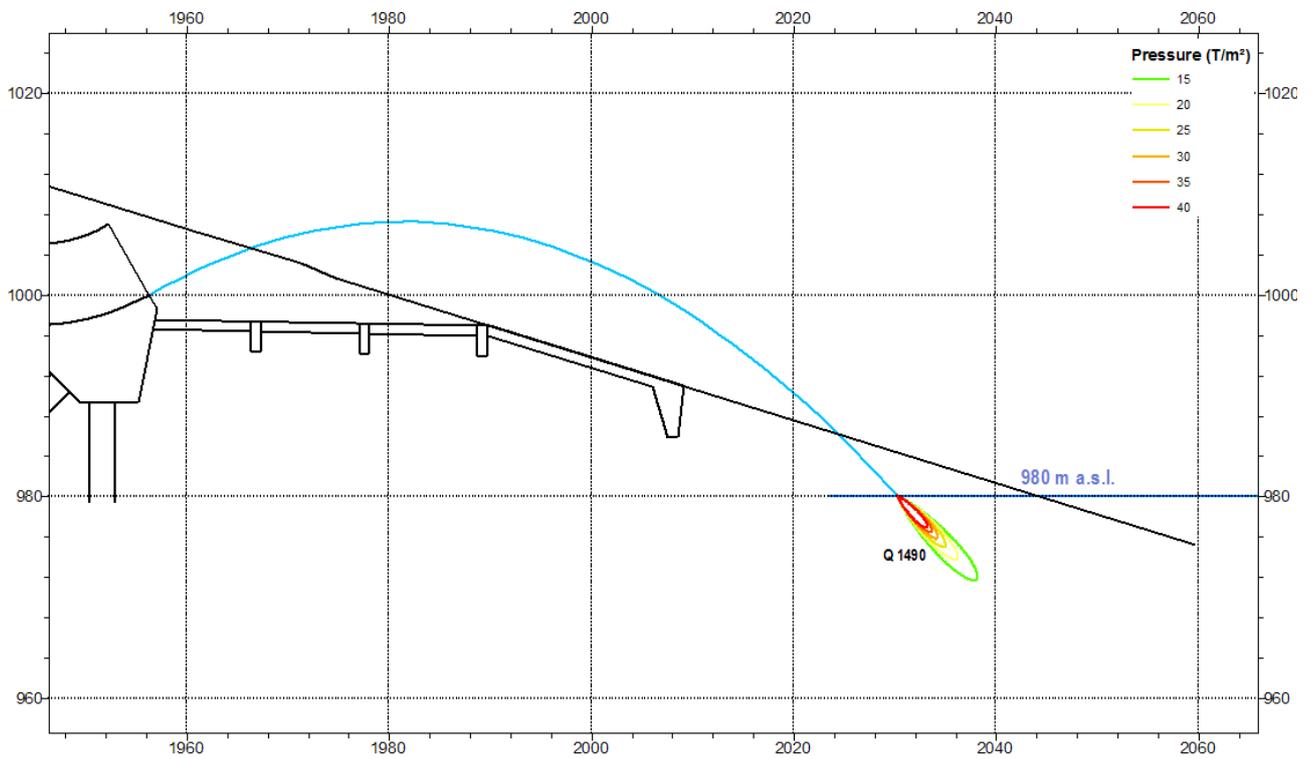


Рисунок 34 – Траектории струи для Водобросного Туннеля Верхнего Уровня 3 (отм. НПУ 1255 м), с углом носка высокого уступа в 30° , $Q = 1490 \text{ м}^3/\text{с}$

5. ПОВЕРХНОСТНЫЙ ВОДОСБРОС

5.1 Критерии проектирования

В данном пункте перечислены только критерии проектирования и данные, связанные с определенной функцией поверхностного водосброса. Подробные процедуры проектирования и критерии приведены в следующем разделе («Расчеты»), где разрабатывается проектирование.

Поверхностный водосброс, как конечное сооружение стадии пропуска паводка, должен заменить в долгосрочной перспективе сооружения пропуска паводка, запланированных для пропуска паводков в начале срока эксплуатации проекта (водосбросные сооружения первой очереди).

Его пропускная способность должна быть, соответственно, равна пиковому расходу Максимально Вероятного Паводка (МВП). См. вероятность паводков в нижеприведенной таблице 1.

Она должна быть в частичной или полной эксплуатационной пригодности, когда наносы в водохранилище будут воздействовать на пропускную способность тоннелей с водозаборами более низкого уровня.

Из-за наносов будущий поверхностный водосброс должен быть спроектирован и построен таким образом, чтобы эрозионные повреждения, вызванные наносами, проходящими через него, можно было легко отремонтировать путем изолирования части водосброса.

Другие критерии проектирования, как размещение и корректировка, удельный расход, показатель кавитации, количество шлюзов, эффективность порога, рассеяние энергии, геотехнические аспекты тоннельной проходки и т.д. приведены в следующем пункте главы, по ходу проектирования.

VAKHSH River at the ROGUN H.P.P.

Flood Probability

TMR (yr)	Peak Discharge (daily; m ³ /s)		
	Lower*	Calc.	Upper*
2	2 200	2 300	2 300
5	2 600	2 700	2 800
10	2 900	3 000	3 100
20	3 100	3 300	3 400
50	3 400	3 600	3 800
100	3 700	3 900	4 100
200	3 900	4 200	4 400
500	4 200	4 500	4 800
1 000	4 500	4 800	5 100
2 000	4 700	5 100	5 400
5 000	5 000	5 400	5 800
10 000	5 300	5 700	6 100
PMF	6 100	7 000	7 800

* : Conf. Interval of 95% (99%)

Таблица 5: Вероятность паводков

5.2 Расчеты

5.2.1 Предварительный анализ

Простейшая конфигурация поверхностного водосброса, сбрасывающего большие паводки в Рогунской ГЭС, состоит из ряда управляемых порогов, за которыми следует субгоризонтальный канал, а затем водовод быстротока "копирующий" рельеф местности, а затем возвращающий поток в реку через конечную конструкцию в виде трамплина для отброса струи.

Такая конфигурация показана на рисунках 5.1 (продольный разрез) и 5.2 (вид сверху).

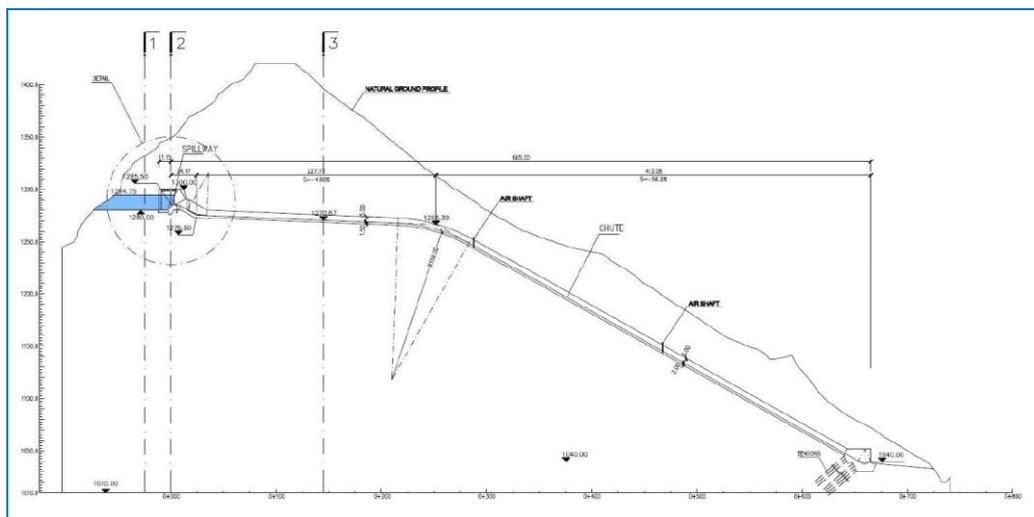


Рис. 5.1: Первая конфигурация подводящего водосброса (продольный разрез)

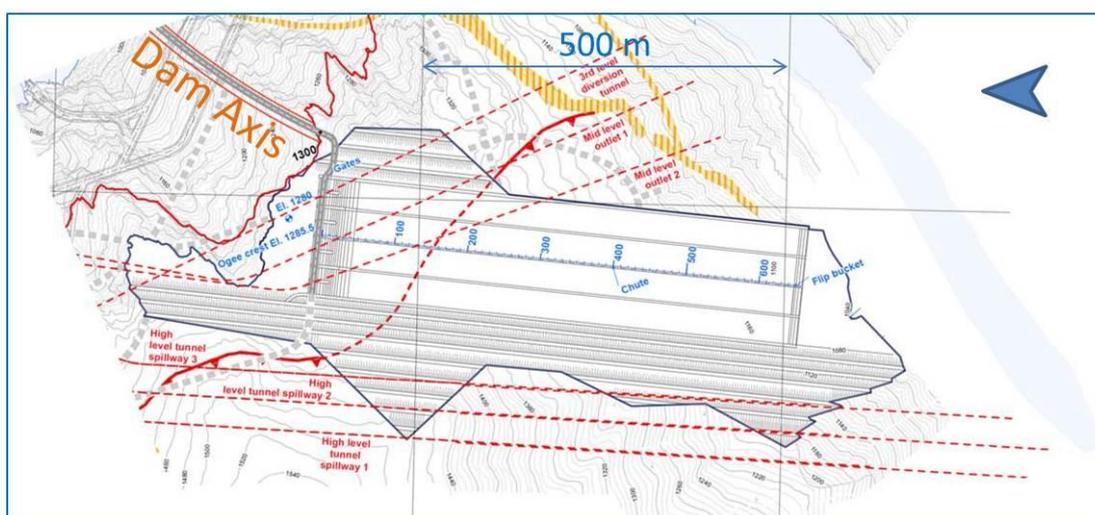


Рис. 5.2: Первая конфигурация подводящего водосброса (вид сверху, схематическое изображение)

В этой первой подводящей конфигурации напор над водосбросным порогом составляет около 10 метров. Разница в высоте между порогом и началом суб-горизонтального канала (уклон 4%) опять приблизительно 10 м, также как между этим последним и вертикальным участком до лотка быстротока (56%). Общая разница в напоре по лотку быстротока составляет около 210 м, а разница между напором трамплина и рекой составляет около 80 м для МВП. Общее расстояние по вертикали между уровнем водохранилища и рекой, тогда составляет около 320 м, когда сбрасывается МВП.

Удельный расход по каналам, принятым для этого предварительного анализа близок к 50 м³/с/м (четыре канала по 40 м в ширину для сброса МВП в 7800 м³/с).

Основные гидравлические параметры этой конфигурации, при пропуске ВМП, показаны на рисунке 5.3.

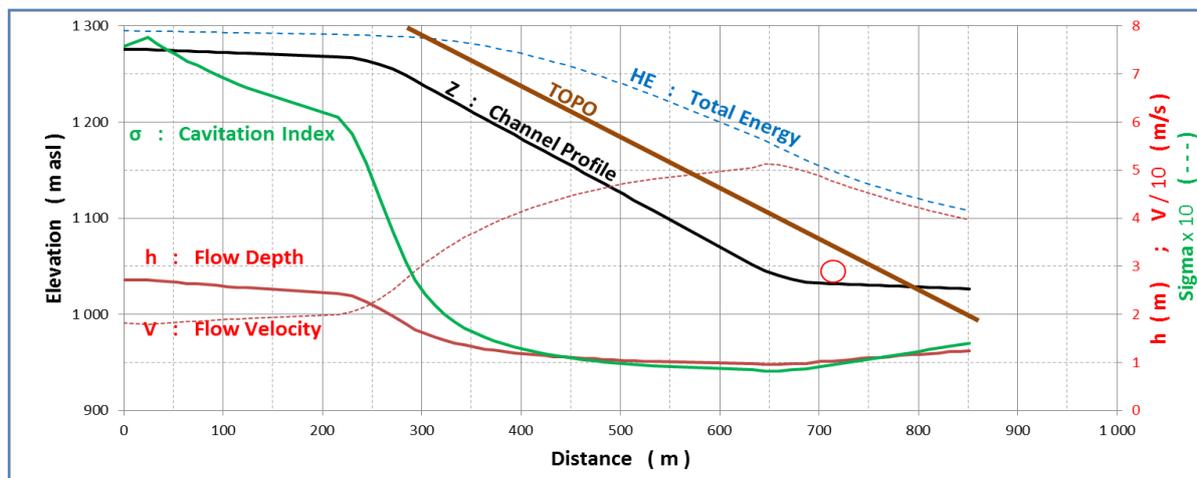


Рис. 5.3: Первая конфигурация подводящего водосброса (основные гидравлические параметры для МВП)

Гидравлическая "картина" первой подводящей конфигурации имеет следующие характеристики:

- = в суб-горизонтальном участке глубина воды и скорость потока достигают значений 2,5 м и 20 м/с соответственно, в то время как показатель кавитации принимает значение около $\sigma = 0,6$ непосредственно перед вертикальным участком.
- = в высоком участке склона глубина воды быстро уменьшается до 0,9 м непосредственно перед следующим суб-горизонтальным участком, где расположен трамплин (красный круг).
скорость потока быстро возрастает до примерно 50 м/с в то время как показатель кавитации снижается до $\sigma = 0,1$ и даже немного меньше.
- = В конце лотка быстротока полный напор (глубина воды плюс кинематический напор) составляет около 130 метров.

Напомним, что показатель кавитации определяется следующим образом:

$$\sigma = \frac{(p_a/\gamma + h_F - h_v)}{v^2/2g}$$

p_a : атмосферное давление, с γ : удельный вес воды

h_F : глубина потока

h_v : давление паров, когда начинают формироваться пустоты.

v : скорость потока

Показатель кавитации характеризует потенциал потока вызвать кавитацию и кавитационные повреждения. Чем больше показатель кавитации, тем меньше риск возникновения кавитационных повреждений. Чтобы избежать кавитации показатель кавитации данного потока должен быть больше, чем показатель кавитации геометрических неровностей поверхности канала.

Практика проектирования¹ (1) рекомендует следующие пределы показателей кавитации потока:

- $\sigma < 0.1$: Риск кавитации слишком высок, изменить проект
- $0.1 < \sigma < 0.2$: Приемлемы только в соответствии с жесткими мерами предосторожности (аэрация, хорошая отделка поверхности) и короткий срок эксплуатации.
- $0.2 < \sigma$: проектирование может продолжаться. Такие меры предосторожности как, аэрация потока, хорошая отделка поверхности могут быть полезны.

В виду этих норм проектирования и рекомендаций, первая подходящая конфигурация для поверхностного водосброса должна быть отклонена, и должна быть предложена новая расчетная схема.

Затем была предложена вторая конфигурация, в которой были три последовательности субгоризонтальных каналов и канал с высоким уклоном, как показано на рисунке 5.4. Общая высота каждой последовательности составляет около 70 м.

Для того, чтобы минимизировать выемку, уклон лотков быстротока был сделан таким же крутым, как 0,8 Н:1V, как в водосливах типичных бетонных гравитационных плотин.

Есть две причины для выбора высоты 70 м:

- = в конце первого этапа каскада была достигнута высокая, но всё же приемлемая скорость потока 40 м / с, и особенно показатель кавитации со значением $\sigma \approx 0,2$, попадает в рекомендуемые пределы.
- = разница в высоте между самой высокой и самой низкой альтернативами плотины составляет 70 м (НПУ = 1290 м.н.у.м. - 1220 м.н.у.м.). Это позволяет принять в обоих случаях одну и ту же схему, просто, исключая один шаг из каскада самой низкой плотины.

В этой альтернативной конфигурации водосброса скорость потока достигает около 40 м/с в конце первого лотка быстротока и не возрастает вдоль субгоризонтального участка. Но она снова возрастает во втором и третьем лотках. Конечный напор (на уровне последнего сооружения) еще больше, чем в предыдущем случае. Это, действительно, объясняется тем, что потери энергии вдоль субгоризонтальных участков меньше, чем на предыдущих участках высокого склона.

Показатели кавитации также ниже, чем в первом случае, что приводит (в соответствии со стандартными проектными рекомендациями) к отказу от расчетной схемы.

¹ Кавитация в быстротоках и водосбросах / Генри Т. Фалвей / USBR-1990

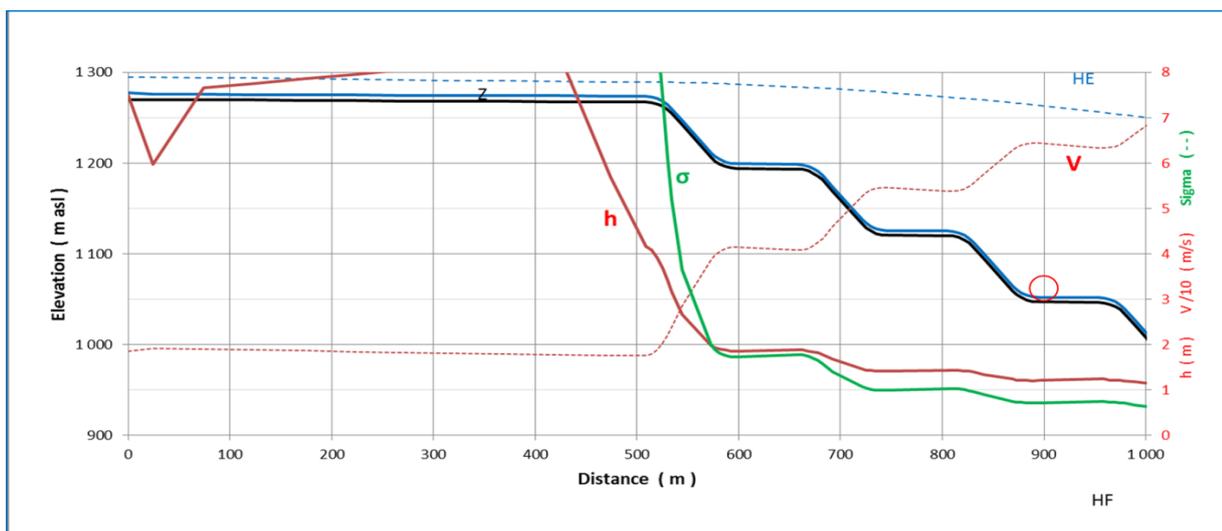


Рис. 5.4: Вторая конфигурация (каскад), основные гидравлические параметры

Вывод таков, что если показатели кавитации повысятся до значения 0,2, то скорость потока должна быть понижена. Единственным способом достижения этой цели является, рассеивание энергии каждый раз, когда скорость достигает заданного, допустимого предельного значения.

Это делается путем введения камеры гашения в первых двух субгоризонтальных участках русла.

Третья схема состоит из трехступенчатого каскада с промежуточным рассеиванием энергии, заканчивающейся (как в предыдущей конфигурации) с трамплином.

В следующих пунктах будут описаны гидравлические решения, предложенные для каждого компонента поверхностного водослива.

5.2.2 Анализ принятой конфигурации

5.2.2.1. Общее упорядочение

На следующем рисунке показаны возможности расположения поверхностного водосброса на правом берегу.

Другие гидротехнические сооружения (тоннели) также указаны вместе с отметкой их выходов: Строительные тоннели (СТ), водосбросные сооружения среднего уровня (ВССУ) и водосбросные тоннели высокого уровня (ВТВУ).

Для легкости чтения схема также показывает основные кривые уровня в упрощенном виде.

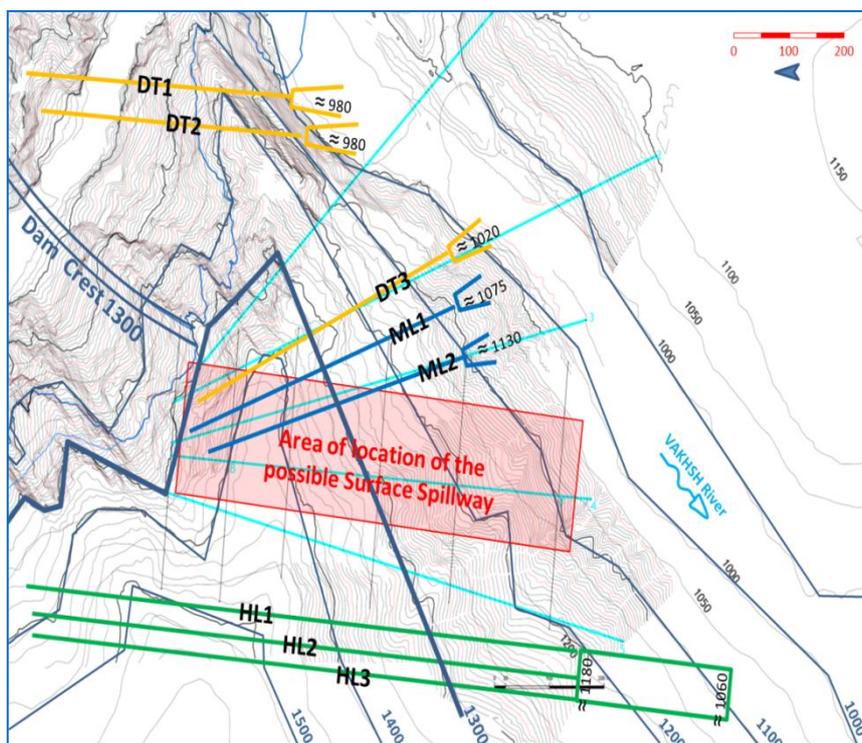


Рис. 5.5: Ограничения для размещения поверхностного водосброса

Зона, где поверхностный водосброс может быть размещен не совпадает с градиентом (максимальный наклон) того берега, который варьируется в районе от 1V: 1H до 1V:1,3 H. Этот факт будет увеличивать объем выемки, с одной стороны, но с другой стороны позволит размещение промежуточных гасителей энергии, ознакомленных в предыдущих пунктах.

Два других вопроса касательно топографических условий должны наблюдаться в схеме:

- Топография вдоль потенциального выравнивания потока достигает отм. 1430-1440, в то время как отметка водохранилища составляет около 1290 или ниже. Это топографическое условие может быть решено либо с полной выемкой высот породы или пересечением его тоннелями.
- Доступ потока из водохранилища в эту зону ограничивается между гребнем плотины и выступающим выступом породы. На отм. 1300 м, соответствующая ширина составляет около 250 м.

Первую проблему будет дешевле решить путем пересечения высот породы тоннелями: это является результатом предварительной оценки стоимости обоих вариантов для варианта самой высокой плотины, с Нормальным Подпорным Уровнем (НПУ) в 1290 м.н.у.м. Для двух других вариантов плотины с более низкими НПУ (а именно 1255 и 1220 м.н.у.м.) будет решением тоннели, скорее всего более лучшим решением. Затем тоннели будут утверждены в качестве проектного решения для пересечения выше упомянутых высот породы в трех вариантах высоты плотины.

Вторую проблему (доступ потока к водосбросным каналам/тоннелям) будет рассматриваться в следующем пункте: подходной шлюз.

5.2.2.2. Подходной шлюз

Поток, идущий из водохранилища в зону водосброса не должен влиять на блоки пригрузки расположенных на верхнем откосе плотины. Действительно, подходной шлюз слишком близко расположенный к гребню плотины, может привести к неустойчивости блока из-за тангенциальных скоростей потока вдоль верхнего откоса плотины.

Для того, чтобы избежать этого воздействия будет оставлено минимальное расстояние около 50 м между осью гребня плотины и более близкой стороной подходного шлюза. Такой критерий проектирования оставляет около 200м доступными для подходного шлюза из 250 м, упомянутых в предыдущем пункте.

Если эта схема будет принята, удельный расход в подходном шлюзе будет $q = Q / b = 7800 \text{ м}^3/\text{с} / 200 \text{ м} = 39 \text{ м}^3/\text{с}/\text{м}$. Вместе с глубиной воды чуть ниже 20 м, он будет генерировать скорость среднего подхода около 2 м/с, достаточно подходящую для безопасного проектирования.

Если подходной шлюз ведет к четырем водоводам, характерные размеры основных сооружений будут приблизительно как указанные на рисунке 5.6, а доступное место составляет $\approx 200 \text{ м} / 4 \approx 50 \text{ м}$. Ниже, на схеме указаны четыре шлюза шириной в 51 м, которые были приняты. Водоводами, упомянутыми выше, являются тоннель, во-первых, для пересечения горных пород между водохранилищем и рекой и лоток быстротока, который ведет воду обратно в реку.

При такой ширине становится возможным оставить $2 \times 4 = 8$ водосливных шлюзов, имеющих пропускную способность около 1000 м³/с каждый, когда сбрасывается МВП (7800 м³/с). Такая же ширина позволяет также вести проходку тоннелей с осями, отделенными друг от друга на ширину трех тоннелей.

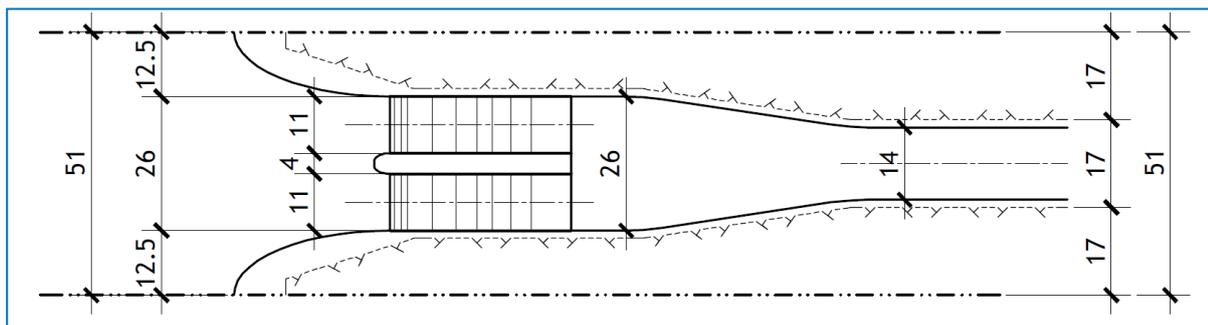


Рис. 5.6: Схема сооружений (вид сверху) в случае четырех шлюзов

В случае выбора только трех водоводов, доступной шириной для каждого полета будет $\approx 200 \text{ м} / 3 \approx 67 \text{ м}$. Ниже, на схеме показаны три шлюза шириной в 68 м каждый, которые были приняты. В этих условиях, в общей сложности $3 \times 4 = 12$ водосливных шлюзов будет существовать с пропускной способностью около 675 м³/с каждый. Те же правила, что и раньше, применяются для выбора ширины тоннеля.

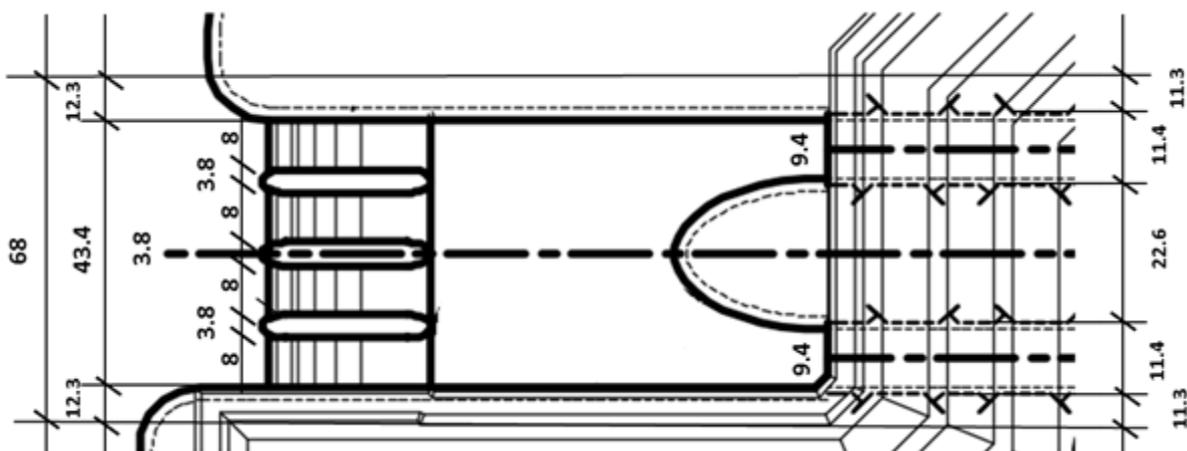


Рис. 5.7: Схема сооружений (вид сверху) в случае трех подходных шлюзов. Два тоннеля на шлюз.

Будет показано ниже, что объем выемки для варианта с четырьмя "водоводами" значительно больше, чем в случае трех. Поэтому вариант с тремя водоводами более предпочтителен. Он предполагает три подводящих шлюзов, 68 м в ширину, с четырьмя водосливными шлюзами каждый. Эта схема будет в дальнейшем развита в следующих пунктах.

5.2.2.3. Пороги с затворами

Оценка пропускной способности поверхностного водосброса в соответствии с методикой, предложенной USBR (Бюро мелиорации США), описанная ниже.

$$Q = m_0 \cdot r_1 \cdot r_2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \sqrt{2g} \cdot N \cdot b \cdot (H - H_0)^{1.5}$$

где (см. рисунок 6.8):

- Q : общий расход воды через водослив
 m_0 : коэффициент расхода вследствие вертикального сокращения стандартного профиля Кригера
 r_1 : поправка на работу по напорам, кроме расчетного напора
 r_2 : поправка на наклонную поверхность вверх по течению, кроме вертикальной
 r_3 : поправка на поданный поток
 r_4 : поправка на условия береговой и мостовой опоры
N : количество водосливных (с воротами) шлюзов
b : ширина этих шлюзов
h : напор над порогом водослива: $h = H - H_0$
H : отметка поверхности воды на участке подхода
 H_0 : отметка порога водослива.

Соответствующие графики проектирования и формулы приведены в Приложении 2.

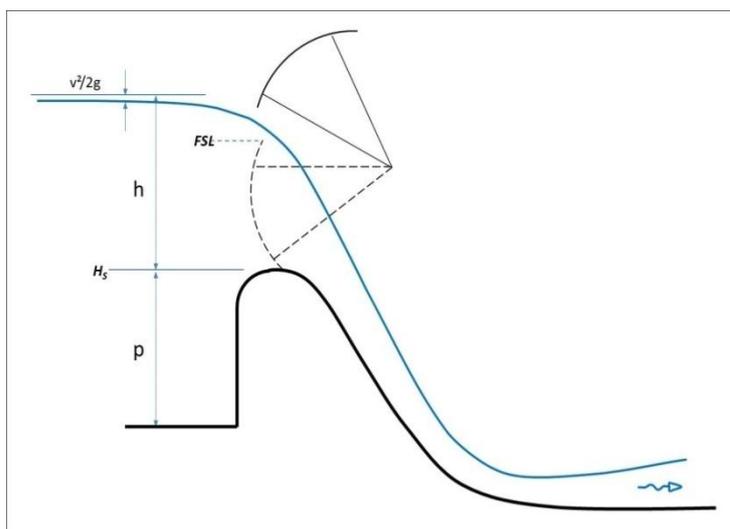


Рис. 5.8: Вертикальное сечение порога водослива, определения

Учитывая, что этот водосброс должен быть спроектирован для долгосрочных будущих условий, когда водохранилище потеряет свою регулируемую способность, расчетный расход должен быть принят, равным пику Максимально Возможного Паводка (МВП). Тогда никакой сброс пика из-за трансформации паводка в водохранилище не рассматривается. Пиковый сброс МВП (в повседневном выражении) равен $7770 \text{ м}^3/\text{с}$ (мы используем значение $7800 \text{ м}^3/\text{с}$). Мгновенное значение МВП было предположено на 5% выше, чем среднесуточная, а именно $8160 \text{ м}^3/\text{с}$ (скажем $8200 \text{ м}^3/\text{с}$).

Расчетный расход должен также учитывать условие "N-1" или "N-2": т. е. необходимость быть способным пропустить паводок со средним периодом 10 000 лет, предполагая, что один (или два, если $N > 6$) из "N" существующих затворов не может быть открыт. Ежедневный расход на пике паводка с 10,000-летним периодом (без любого воздействия сброса за счет трансформации паводка в водохранилище) был оценен в $5690 \text{ м}^3/\text{с}$. Мгновенное значение МВП было оценено на 5% выше, чем среднесуточная, а именно $5970 \text{ м}^3/\text{с}$ (скажем $6000 \text{ м}^3/\text{с}$).

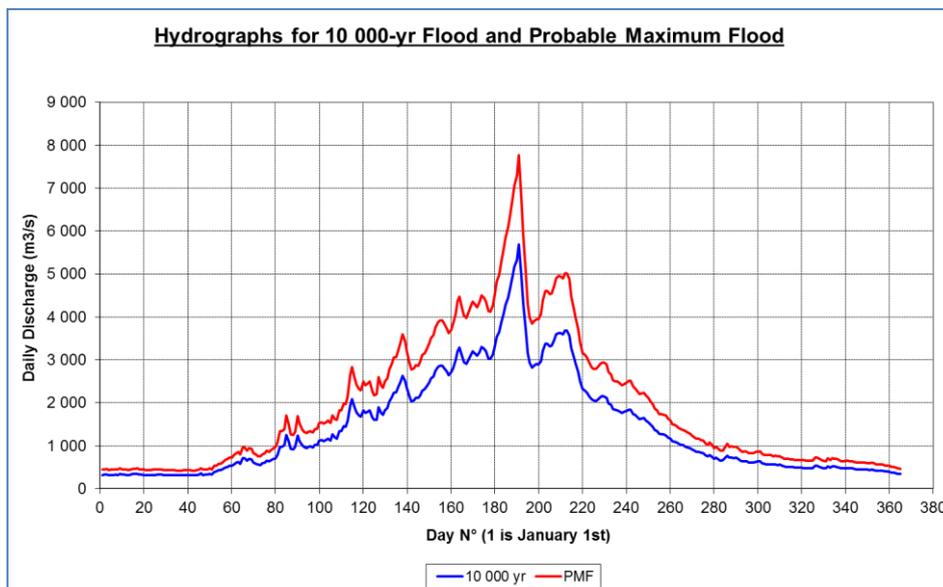


Рис. 5.9: Гидрографы расчетного и контрольного паводков

Эти паводки должны быть пропущены под отметкой верхней части ядра плотины. Верхняя отметка ядра плотины находится в 3,75 м ниже отметки гребня плотины для всех трех вариантов НПУ.

Это условие действительно является определяющим условием, потому что:

- Ветровые волны с сопутствующим МВП и паводком с 10,000-летним периодом не являются значимыми. Действительно, полагая низкое сочетание вероятности возникновения паводков и ветров, возникновение ветров, предполагаемое одновременно с большими паводками, являются частыми ветрами, таким образом, создающие небольшие волны.
- Предполагается компенсировать долгосрочную осадку плотины, эквивалентной насыпью гребня плотины.
- Не похоже, что ППЛО (паводки за счет прорыва ледниковых озер), возникнут одновременно с пиком расчетных паводков. Действительно, объем ледниковых озер может быть связан с сохраняющимися высокими температурами (как в случае больших паводков), но причины, инициирующие прорыв должны быть связаны также с массовым движением и сейсмичностью. Также могут быть предусмотрены меры по смягчению последствий.

В поиске эффективного компромисса между объемом выемки и пропускной способностью, коэффициент вертикального сокращения был выбран с значением, близким к $p/h_D = 0.5$. Этот коэффициент измеряет соотношение между "p", высота порога (вертикальное расстояние между вершиной порога и дном подходного канала), и расчетным напором " h_D ". Значения p/h_D ниже 0,5 вызывают быструю потерю эффективности (коэффициент расхода) и значения выше, чем 0,5 производят только предельный рост эффективности.

Расчетный напор " h_d " является значением напора над порогом водослива, для которого геометрия профиля Кригера является фиксированной. Для значений рабочего напора выше расчетного напора ($h > h_d$) коэффициент расхода становится выше, но риск возникновения кавитации также увеличивается. Учитывая, что в долгосрочной перспективе водосбросу необходимо будет пропустить наносы, вызывающие нарушения поверхности бетона, расчетный расход будет определен как напор, соответствующий МВП. Таким путем, дополнительную эрозию, вызванную кавитацией, можно будет избежать или задержать.

Верховая грань порога принята как вертикальная также для того, чтобы свести к минимуму эрозию поверхности.

Принятыми коэффициентами промежуточной опоры и опорной поверхности являются $K_p = 0,005$ и $K_A = 0,02$, соответственно. Эти значения соответствуют типичным, закругленным промежуточным опорам и опорной поверхности в соответствии с экспериментальными результатами.

Напомним, что приняты три независимых подводящих шлюза и водовода ($N_C=3$). В каждом из них были приняты, четыре водосливных шлюза ($N_G=4$), имеющие ширину 8 м.

С учетом вышеупомянутых концепций и соответственно принятых размеров, была рассчитана возникающая в результате кривая расхода. Кривая расхода показана на рисунке 5.10.

С вышеуказанными характеристиками водослива мгновенный пиковый расход МВП (8200 м³/с) сбрасывается при напоре в 11,96 м (предположим 12,0 м). Тогда гребень порогов водосбросов устанавливается на отн.1284,0 м.н.у.м., 1249,0 м.н.у.м. и 1214,0 м.н.у.м. для трех вариантов высоты плотины с НПУ 1290, 1255 и 1220 м, соответственно.

Что касается верхней части ядра плотины, максимальный уровень воды во время эвакуации МВП по прежнему оставляет запас в 0,25 м.

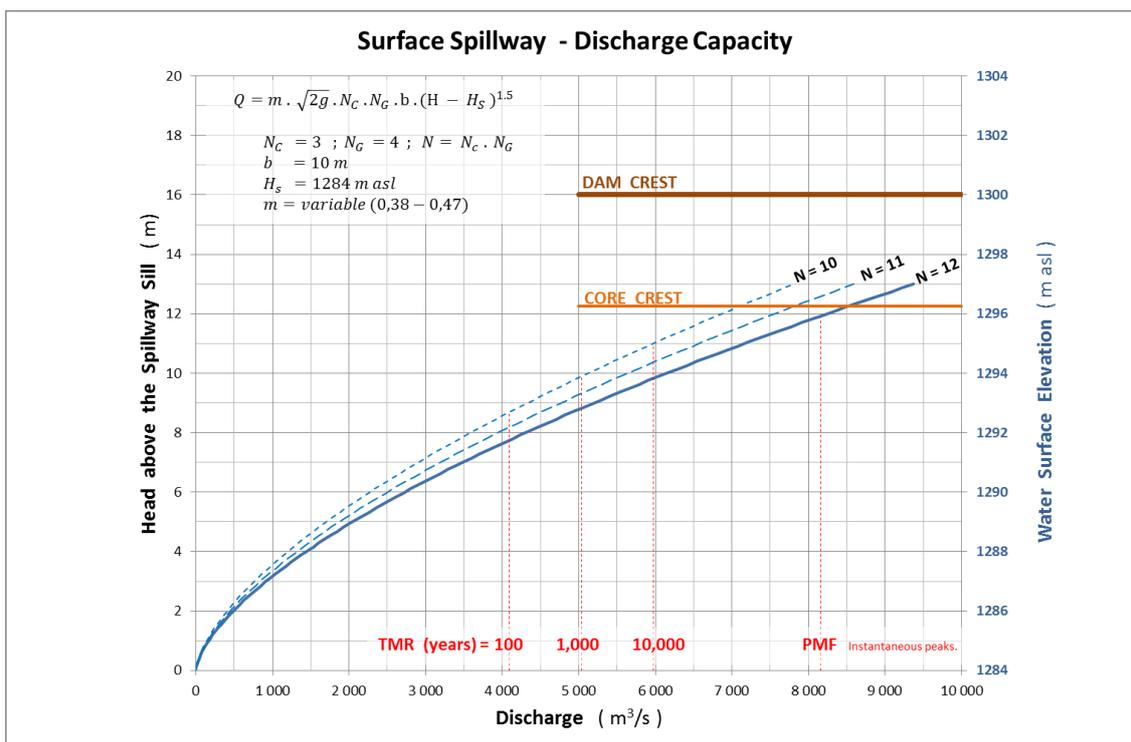


Рис. 5.10: Пропускная способность водослива

5.2.2.4. Участок тоннеля

Каждый из трех "водоводов" включает участок тоннели. Поток на этом участке имеет течение со свободной поверхностью.

Чтобы предоставить безопасное проектирование с геотехнической точки зрения, необходимо минимальное расстояние между соседними тоннелями. На этом уровне исследований предполагается, что расстояние между осями соседней тоннели будет в три раза больше диаметра эквивалентного тоннеля.

Имея в виду анализ, представленный в # 5.2.2. и на рисунке 5.7, для каждого "водовода" доступна общая ширина в 68 м. В рамках этой ширины, геотехническое условие, указанное выше, может быть выполнено с различным числом тоннелей (с 1 по 3 в таблице ниже). Критическая глубина воды, критический наклон и глубина потока для уклона в 1%, также указаны в таблице ниже.

С $N_{\text{TNL}} = 1$ ширина тоннеля является чрезмерным для обычных технологических и экономических условий. Однако с одним тоннелем, может быть водовод меньшей шириной, но в этом случае высокие удельные расходы приведут в сочетании с высокой скоростью и повышенным риском кавитации.

Для $N_{\text{TNL}} = 3$ критический уклон значительно возрос и число Фруда для базового уклона в 1% становится близким к единице, что свидетельствует о риске потери контроля над потоком и устойчивости.

Наконец, $N_{TNL} = 2$ геометрические (геотехнические) и гидравлические размеры оказываются приемлемыми. Точный расчет гидравлического профиля подтверждает этот предварительный анализ. Пожалуйста, обратите внимание, что в этой схеме проектирования уклон участка тоннеля становится регулирующей изменению, так как протяженность тоннеля меняется из-за рельефа, для каждого "водовода", и для каждого варианта высоты плотины.

$Q (m^3/s) = 2733 = 8200 / 3$ $B (m) = 68$: total available width (tunnel + rock) $e (m) = 0,9$: width of lining										
N_{TNL}	b_{EXCAV}	b_{CHNL}	Q_1	q	h_c	i_c	v_c	$h_{n-1\%}$	$v_{n-1\%}$	$F_{n-1\%}$
---	m	m	m^3/s	$m^3/s/m$	m	%	m/s	m	m/s	---
1	22,7	20,9	2733	131	12,0	0,20	10,9	6,7	19,6	2,4
2	11,3	9,5	1367	143	12,8	0,40	11,2	8,8	16,3	1,8
3	7,6	5,8	911	158	13,7	0,72	11,6	11,8	13,4	1,3

Таблица 5.2 : Характеристики тоннелей в зависимости от числа тоннелей

5.2.2.5. Быстроток и незамедлительное гашение энергии

Лоток быстротока приводит воду из суб-горизонтального участка русла (тоннели со свободным поверхностным потоком) в рассеивающее (трамплиновое) сооружение и в конечном итоге обратно в реку. Дифференциал общего напора вдоль данного быстротока составляет около 200 м.

Было показано, в # 5.2.1, что скорость воды по лотку быстротока возрастает до более чем 50 м/с. Это состояние (что происходит с лотком с одним уклоном или со ступенчатым лотком) приводит к индексам кавитации ниже 0,1, что указывает на неприемлемое условие для проектирования.

Единственным способом избегания этой ситуации является то, что позволит потоку рассеивать энергию каждый раз, когда скорость выходит за рамки допустимого предела. Рисунки 5.3 и 5.4 показывают, что скорость потока поднимается выше 40 м/с (и индекс кавитации ниже 0,2) после быстротока около 70 м.

Внедрение суб-горизонтального участка, где установлена камера гашения после каждых 70 м быстротока, должно осуществить желаемые цели. На рисунке 5.11 показаны основные параметры, связанные с этой камерой гашения: ввод числа Фруда, необходимая высота концевой порога, оставшаяся энергия и теоретическая длина гидравлического прыжка. Формулы и графики, использованные для предварительного проектирования камеры гашения энергии потока, приведены в Приложении 2.

Для того чтобы уменьшить, насколько это возможно объем работ по выемке, уклон каждого из трех быстротоков был принят равный 0,8 Н: 1V, который является типичным уклоном водосливов в бетонной гравитационной плотине. Кроме того, эффективная длина камеры была принята в качестве двух трети теоретической длины гидравлического прыжка. Это

условие направлено на уменьшение объема (и стоимости) сооружений и принимает во внимание тот факт, что самая сильная скорость диссипации энергии происходит в первой половине длины гидравлического прыжка.

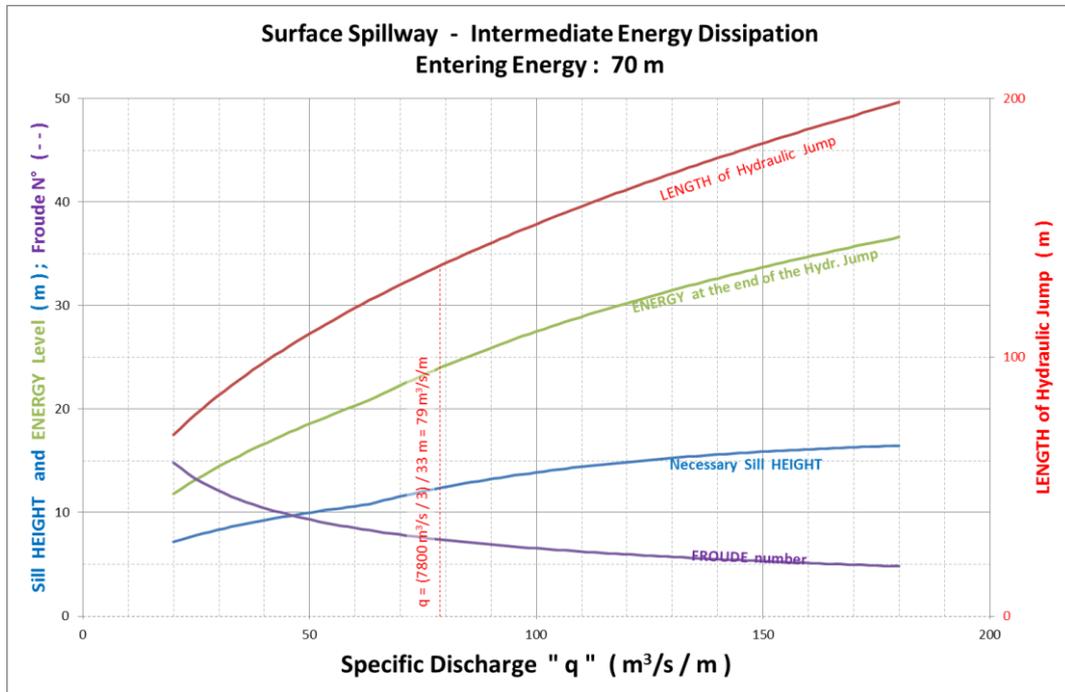


Рис. 5.11: Гидравлические параметры в камере гашения энергии потока

В результате проектирования следующая конфигурация водослива была принята: см. продольное сечение на рисунке 5.12 и поперечные сечения на рисунке 5.13.

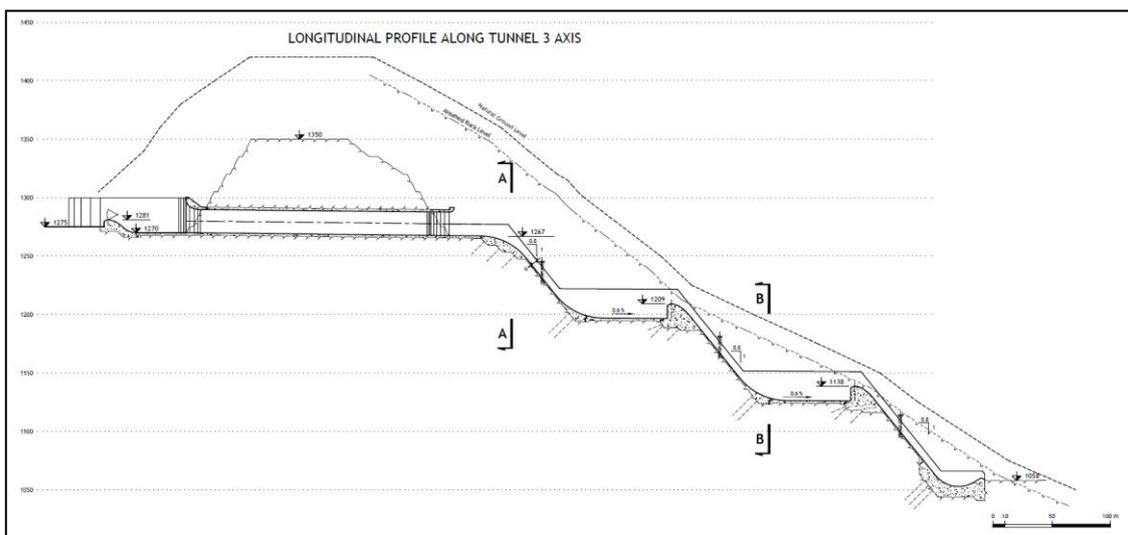


Рис. 5.12: Продольное сечение ступенчатого водослива

Аэраторы были включены в промежуточные быстротоки для того, чтобы минимизировать кавитационные повреждения, вызванных высокими скоростями.

Вариант плотины с НПУ = 1220 имеет общий напор на 70 м меньше, чем в случае с самым высоким вариантом плотины (НПУ = 1290). В этом случае только две из трех, ступени в 70 м будут использоваться для участка быстроготока водослива.

Промежуточный вариант плотины (НПУ = 1255) имеет общий напор всего на 35 м меньше, чем в случае лотка быстроготока, разработанного выше для варианта плотины с НПУ = 1290. В этом случае, те же самые принципы проектирования будут приняты, но с уменьшением высоты каждого из трех ступеней на 12 м, 12 м и 11 м, соответственно.

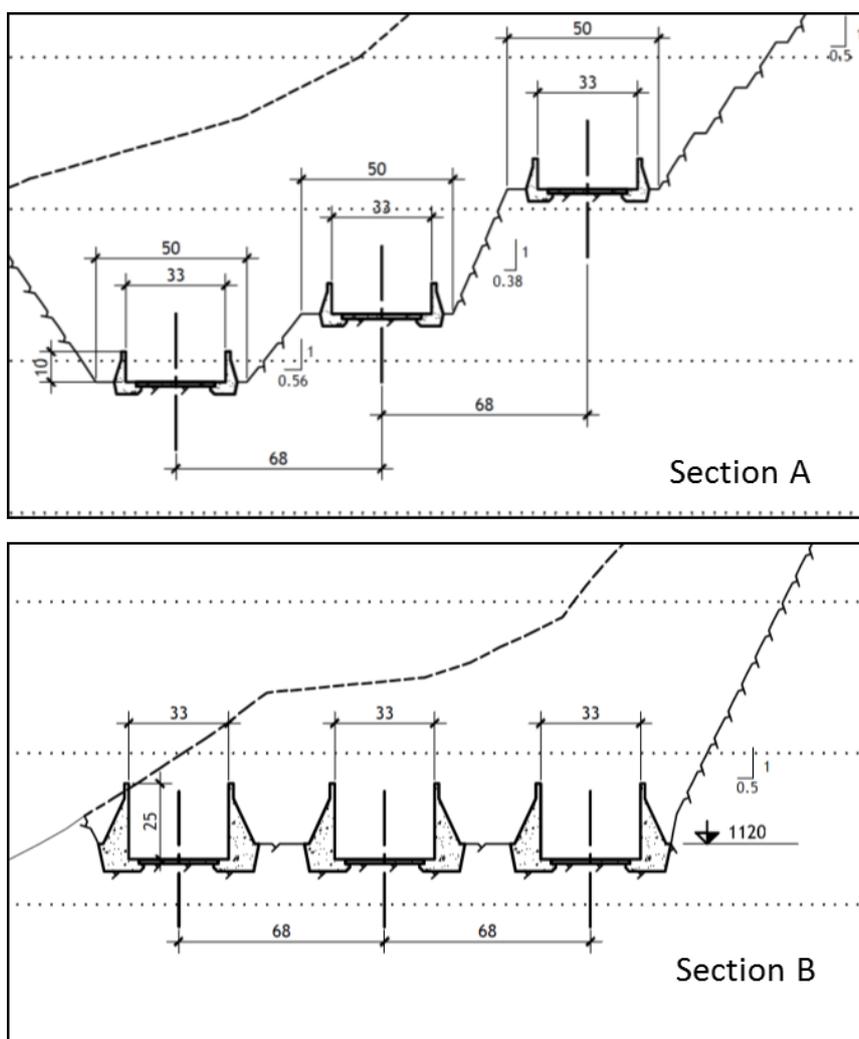


Рис. 5.13: Поперечные сечения ступенчатого водослива

5.2.2.6. Гаситель энергии с носком отброса струи и воронка размыва

Последним сооружением в ступенчатом водосливе с промежуточной диссипацией энергии является трамплиновый дефлектор. Его роль заключается в перенаправлении потока водосброса в реку.

Следующий рисунок иллюстрирует расчет, выполненный для оценки зоны воздействия струи. Основное уравнение, а также исследования уязвимости были указаны в нем.

Результаты исследования показывают, что существует некоторый запас для регулировки конструктивных параметров трамплина с целью оптимизации рассеивания энергии и образования небольшого воронка размыва.

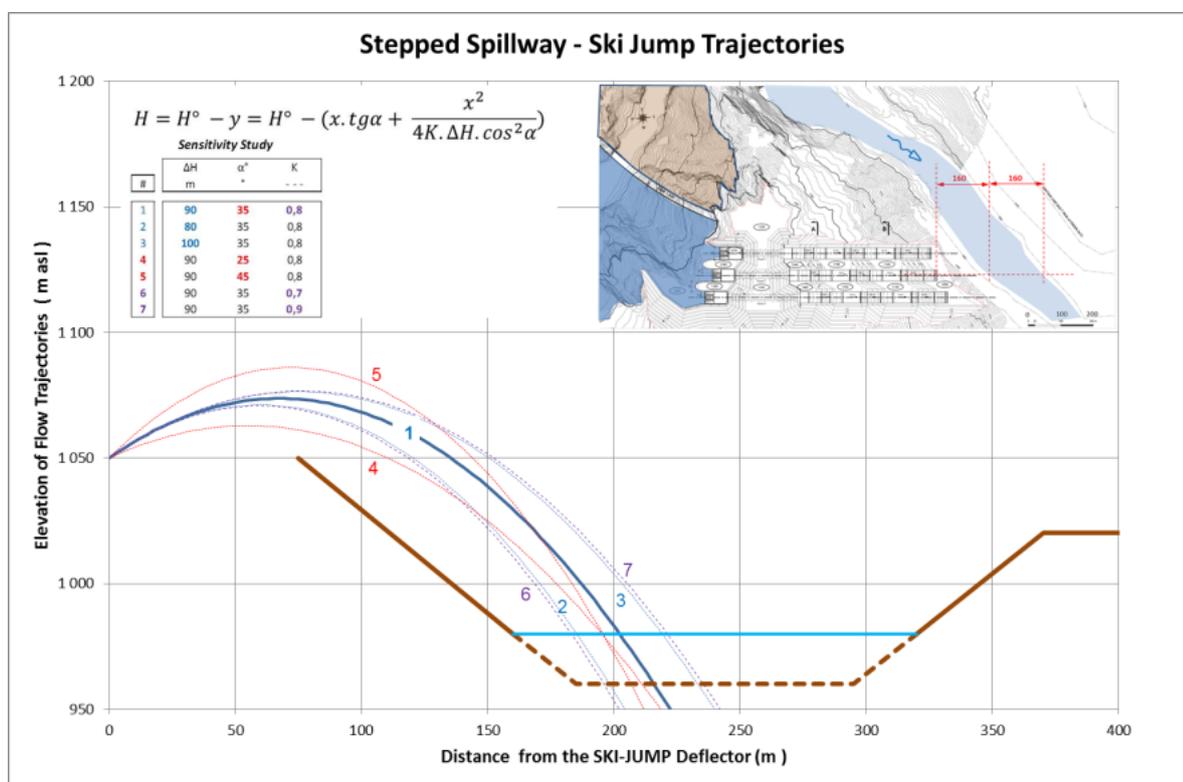


Рис. 5.14: Траектории потока от носка сброса струи

Расчет траекторий направлен на оценку жизнеспособности трамплинового решения, с помощью проверки того, попадает ли струя в нужную область (в основном русло реки), а также оценка ее основных гидравлических параметров (удельного расхода, угла падения, напора, и т.д.) для того, чтобы проверить также жизнеспособность воронки размыва.

$$H = H^o - y = H^o - \left(x \cdot \tan \varphi + \frac{x^2}{4K \cdot H \cdot \cos^2 \varphi} \right)$$

где:

x и y : координаты траектории струи измеряется от края трамплина,

H°	:	отметка точки отправления на краю трамплина,
φ	:	угол выхода из края трамплина,
H	:	гидравлический напор над трамплиновым дефлектором,
K	:	коэффициент демпинга с $K = 0.7 \rightarrow 0.9$.

Расчет на основе исходных данных, а также анализы уязвимости подтверждают правильность расположения погружающейся струи по отношению к устойчивости берегов и потенциального развития бассейна.

Следующие благоприятные обстоятельства заслуживают комментария (см. рисунок 5.14):

- = Падающая струя наклонно входит в русло реки с горизонтальным углом около 45° по отношению к оси русла реки в этом месте. Регулировка геометрии концевых сооружений (угол отталкивания, косое сечение, перенаправление) из трех трамплиновых сооружений, зона воздействия может быть расширена с целью снижения удельного расхода и, следовательно, глубины размыва в водобойном колодце.
- = Противоположный берег показывает плоскую платформу (отм. 1080-1130) примерно на 700 м совмещенную с осью водосброса, перед возобновлением крутых, структурных склонов. Этот факт предоставляет дополнительное преимущество для развития водобойного колодца, не нарушая устойчивости левого берега.



Рис. 5.15: Вид зоны воздействия с нижнего бьефа (Google Earth)

Основным параметром для проверки полученного колодца является глубина размыва. Несколько эмпирических формул показывают оценку этой глубины согласно описанному в пункте 2.3.4.

Следующие значения приняты в случае поверхностного водосброса, для применения эмпирической формулы:

- $q = (7800 \text{ м}^3/\text{с}/3) / 33 \text{ м} = 79 \text{ м}^3/\text{с}/\text{м}$, вместе с изменением а $\pm 5\%$,
- $H = 90 \text{ м}$
- $h = 20 \text{ м}$
- $d = 1 \text{ м}$

Коэффициенты и факторы мощности, использованные в упомянутых формулах и результатах следующие:

Автор	D (m)	K	x	y	w	z
Верониз (B)	62.9	1.9	0.54	0.225	0	0
Верониз мод.	56.1	1.9	0.54	0.225	0	0
Дамле А)	73.2	0.652	0.5	0.5	0	0
Дамле(B)	61.0	0.543	0.5	0.5	0	0
Дамле (C)	40.6	0.362	0.5	0.5	0	0
Мартинс (A)	43.4	1.9	0.6	0.1	0	0
Мартинс (B)	34.2	1.5	0.6	0.1	0	0
Масон	45.7	3.27	0.6	0.05	0.15	-0,1
Тараймович	42.0	0.633	0.67	0.25	0	0
INCYTH	44.6	1.413	0.5	0.25	0	0
Ринто	39.7	1.2	0.54	0.225	0	0
Чи и Канг	63.0	1.663	0.6	0.2	0	-0.1

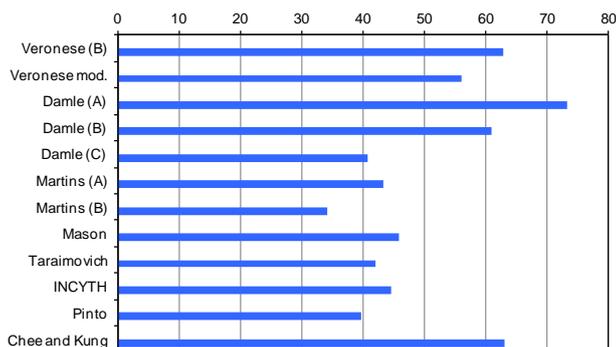


Рисунок *Error! Reference source not found..16* Глубина размыва, подсчитанная с использованием различных эмпирических формул.

Область изменения глубины размыва $D = t + h$, полученная при применении эмпирической формулы, находится между 34,2 и 73,2м, в то время как среднее значение составляет 51 м. Это значение для одного лотка.

Следует отметить, что это значение исходит в результате использования пикового расхода МВП как постоянного значения. Учитывая короткую продолжительность пика МВП и с

использованием постоянного значения 4000 м³/с (см. гидрограф на рисунке 5.9), будет найдена новая глобальная средняя в 35 м (минимум 22.9 и максимум 52.4). Это значение следует читать как $h = 20$ м водяной подушки плюс $t = 15$ м реальной гидравлической эрозии.

Вместе с размывом есть также осаждение размывого материала в виде дюны. Дюна поднимает уровень воды, производящей затопление сооружений вверх от него (отводящие тоннели и машинный зал).

Поскольку поверхностный водосброс в своей конечной конфигурации должен будет использоваться в долгосрочной перспективе, когда машзал не будет больше в эксплуатации, размыв, дюна и затопление в этом случае не являются проблемой. Однако, поскольку поверхность водосброса будет построена и эксплуатироваться на более ранней стадии проекта, предусмотрена предварительная разработка части водобойного колодца, чтобы избежать формирования дюны, которая поднимает уровень воды. Быстрая оценка объема разрабатываемой породы, дает: 200 м (расстояние между крайними сторонами трех лотков быстотока плюс предел соответствующий их ширине) умноженные на 160 м (длина вдоль погружающейся струи, что соответствует ширине лотка) умноженной на 105 м (окончательный размыв согласно предшествующей оценке равен 0.55×10^6 м³). Это значение является сокращенной частью от общего объема разработок, связанных с поверхностным водосбросом. Решение тогда является жизнеспособным с этой точки зрения.

Методологический подход, на основе оценки гидродинамического давления подводной струи, описанной в пункте 2.3.4, был применен для сброса в 7800 м³/с относительно ВМП с определенным сбросом в 79 м³/с/м, соответствующему одному лотку. След от района воздействия для трех лотков составляют около 200 м.

Скорости подъема составляют 40 м/с. Максимальное давление в точке воздействия является составляет $P_u = 160.9$ Т/м². Угол воздействия составляет 45 °.

Учитывая также в этом случае значение давления 15 Т/м² (1,5 кг/см²) в качестве порога размываемости, мы можем видеть на рис 5.16, что это значение будет достигнуто на расстоянии 30 м вдоль оси капсулы. В этой ситуации, предварительная разработка вышеупомянутых размеров, см. эмпирические уравнения, совместимы с динамическими давлениями, определенными вдоль оси капсулы, принимая предложенный Хартунгом и Хаслером метод [14].

Экспериментальные испытания необходимы для того, чтобы более точно определить местный размыв по левому берегу и возможные дальнейшие сооружения по смягчению последствий, в случае необходимости.

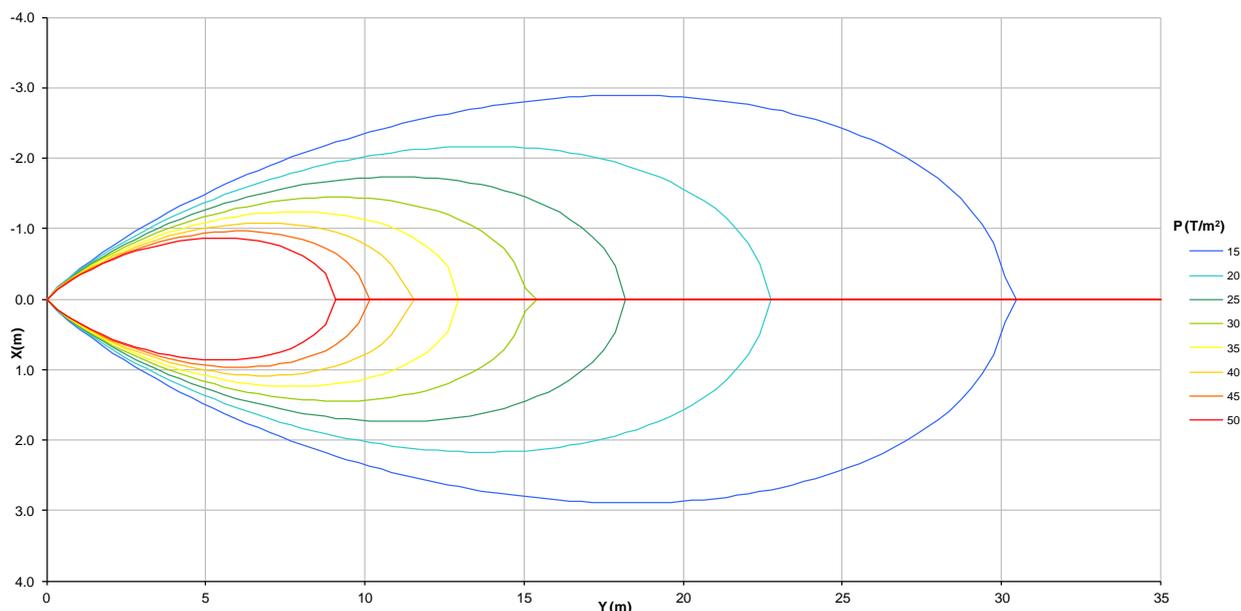


Рисунок **Error! Reference source not found.**17 Гидродинамическая капсула давления: $Q = 7800$ м³/с. Давление на точке воздействия $P_u(0,0) = 160.9$ Т/м². Угол воздействия 45° .

5.3 Полученное в итоге проектирование

Полученное в итоге проектирование поверхностного водосброса для трех вариантов высоты плотины показано на соответствующих чертежах.

5.4 Заключение и рекомендации

Анализ, проведенный в данном разделе доказал осуществимость поверхностного водосброса для каждого из трех вариантов высоты плотины, имеющего пропускную способность, равную пику вероятного максимального паводка, которая будет осуществляться в долгосрочной перспективе на правом берегу водохранилища, вблизи плотины.

Этот поверхностный водосброс должен заменить другие сооружения, пропускающие паводки, когда наносы в водохранилище сделают их бесполезными или снизят их пропускные способности.

Без возможности поверхностного водосброса весь проект должен будет выведен из эксплуатации в среднесрочной перспективе или просто вообще не строиться.

Водосливное сооружение состоит из трех независимых блоков, имеющих следующие компоненты:

- = подходной шлюз,
- = контрольный порог с четырьмя затворными шлюзами (общее количество затворных шлюзов составляет $3 \times 4 = 12$);

- = суб-горизонтальный поток со свободной поверхностью по тоннелям, пройденным сквозь высокий холм на правом берегу,
- = ступенчатый лоток быстротока на открытом воздухе с промежуточным рассеиванием энергии. Каждая ступень составляет 70 м в высоту и состоит из крутого быстротока (0,8 Н: 1V), с последующим горизонтальным участком, где водобойный бассейн рассеивает часть энергии. Есть три ступени в двух более высоких вариантах плотины и только две ступени в самом маленьком.
- = концевое трамплиновое сооружение в последней ступени быстротока,
- = водобойный колодец в русле реки.

Все эти компоненты были разработаны и замерены на основе современного технического уровня, и оказались возможными. Во всяком случае, рекомендуются модельные испытания.

Как было упомянуто в пункте 1.1.6, согласно выводам Тома 3 – Главы 3 – Приложения 5 «Управлении ВМП», на начальной стадии эксплуатации проекта потребуется только один «блок/модуль» для НПУ 1290 и 1255, в то время как для варианта с НПУ 1220 принято два блока. Для двух самых высоких вариантов, это является следствием необходимости поддержания потока, выпускаемого из Рогуна в пределах значений, которые гарантируют, что безопасность Нурека не нарушается.

Окончательная завершенная конфигурация, составленная тремя блоками/модулями, каждый из которых состоит из впускного/подходного шлюза, туннеля и ступенчатого лотка, пропускающего в реку, будет необходима в долгосрочной перспективе, как только наносы водохранилища будут препятствовать сбросу паводков через другие гидротехнические сооружения, в частности туннельные водосбросы высокого уровня.

6. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

На этапе строительства проекта, а затем во время эксплуатации различных гидротехнических сооружений станции требуется обеспечить пропускную способность, необходимую для защиты строящихся сооружений и завершения плотины до достижения окончательной высоты.

Как описано в Томе 3 - Глава 3 - Приложение 3 "Паводки во время строительства" и Томе 3 - Глава 3 - Приложение 5 "Управление ВМП", безопасность не может быть обеспечена одним гидротехническим сооружением, но на разных стадиях необходимо эксплуатировать одновременно до 3 сооружений для достижения пропускной способности, требуемой в соответствии с критериями, установленными в указанных документах.

На самом деле безопасность сооружений не должна зависеть от одного гидротехнического сооружения, так как его повреждение неизбежно приведет к очень серьезным последствиям.

В данном документе последовательности, с помощью которых различные гидротехнические сооружения эксплуатируются в целях обеспечения пропускных способностей, определенных для различных этапов строительства и в долгосрочной перспективе суммируются, обеспечивая, при необходимости, комментарии о возможных вмешательствах между ними или воздействии на строительство и эксплуатацию станции.

Следует отметить, что в данном документе подробно описан только вариант при НПУ 1290. В действительности другие варианты обнаруживают меньшее количество водосбросов.

Следует напомнить, что ВССУ2 присутствует только в варианте с НПУ 1290 (два водосброса), в то время как два ТВВУ предусмотрены для варианта НПУ 1290, три для варианта с НПУ 1255 и только один ТВВУ присутствует в варианте с НПУ 1220 .

Таким образом, по крайней мере, одна дополнительная точка воздействия присутствует для более высокого варианта плотины по отношению к среднему.

Тот факт, что ВССУ2 не реализован в средней и низкой высоте плотины, существенно улучшает ситуацию, будучи на этих планах расстояние между поверхностным водосбросом и СТ3 в порядке 500 метров.

6.1 Перемычка

В самом начале мероприятий, будет построена перемычка для прохождения речных стоков через строительные тоннели. Как обсуждалось в томе 3 - Глава 3 – Приложение 3 "Управление паводками во время строительства", кроме строительных тоннелей 1 и 2 (СТ1 и СТ2), требуется также Строительный тоннель 3 (СТ3) для обеспечения требуемой защиты перемычки пока плотины первой очереди не будет поднята выше её отметки.

Во время этой фазы эти три средства могли выполнять одновременно.

На следующем рисунке 6.1, места, где происходят сбросы показаны позициями А' (СТ1 и СТ2) и А (СТ3) . Расстояние между точками сброса в реку составляет более 200 м, измеренное от выходного отверстия СТ2 в зону воздействия СТ3 .

Таким образом, не предусматриваются никакие препятствующие проблемы.

6.2 Стадия 1

Данный этап соответствует строительству плотины с конфигурацией, которая позволяет начать выработку энергии с первыми двумя агрегатами А6 и А5.

В этой фазе, для управления паводками используются те же вышеуказанные гидротехнические сооружения, таким образом, схема сбросов та же самая, что упоминалась выше.

Следует отметить, что следующим гидротехническим сооружением, которое начнет работать является Среднеуровневый водосброс 1 (ВССУ1), приемное отверстие которого установлено на отметке 1085 м н.у.м.

Когда принимается во внимание НПУ конфигурации Стадии 1 на 1100, можно отметить, что ВССУ1 будет уже построен в то время как СТ1 и СТ2 все еще действует. На этой отметке пропускная способность ВССУ1 будет порядка 1000 м³/с.

Точки удара ВССУ1 в реку обозначены В', и соответствуют той же самой области каналов поверхностного водосброса. Эти точки удара (знаки В') на около 500 м ниже по течению от точек СТ3 (отметка А).

6.3 Строительство плотины

Согласно схеме Тома 3 - Главы 3 - Приложение 3 "Управление паводками во время строительства" РП 41, эта фаза была разделена на различных этапы, которые соответствуют различному использованию гидравлических сооружений.

6.3.1 Этап А

На этом этапе, управление паводками обеспечивается Строительным туннелем 3 (СТ3) и Среднеуровневым водосбросом 1 (ВССУ1), в то время как СТ1 и СТ2 больше не эксплуатируются. На рисунке 6.1, который следует далее, для этого этапа точки удара в русло реки были отмечены В и В' соответственно.

Как уже выше отмечалось, расстояние между точками воздействия (знаки В и В') составляет около 500 м.

В зависимости от варианта НПУ, отметка при которой СТ3 будет "отключен" находится между 1160 (НПУ 1290) и 1170 м н.у.м. (НПУ 1255).

Следует отметить, что следующим гидротехническим сооружением, которое начнет работать является Среднеуровневый водосброс № 2 (ВССУ2) для сценария с НПУ 1290, приемное отверстие которого устанавливается на отм. 1140 м н.у.м.

Если рассматривать уровень воды 1170, можно отметить, что ВССУ2 будет уже построен и готов к эксплуатации когда СТ3 выйдет из эксплуатации. На этой отметке пропускная способность ВССУ2 будет порядка 1700 м³/с.

Точки удара в реку ВССУ2 отмечены С ' и находятся около 150 м ниже по течению от точек СТЗ (знак В), и около 200 м вверх по течению от точек ВССУ1 (знаки В').

6.3.2 Этап Б

На этом этапе, в варианте с НПУ 1290 управление паводками обеспечивается Среднеуровневым водосбросом 1 (ВССУ1) и Среднеуровневым водосбросом 2 (ВССУ2), а СТЗ больше не эксплуатируется.

На рисунке 6.1, который следует далее, точки удара в русло реки на этом этапе были соответственно выделены С и С ' для ВССУ1 и ВССУ2.

Как уже выше отмечалось, расстояние между точками воздействия составляет около 200 м. Учитывая выравнивание отводящих туннелей ВССУ2, расстояние между их точками воздействия составляет около 100 м.

В данном варианте отметка, при которой ВССУ1 будет "отключен" составляет 1215 м над уровнем моря.

Следующими гидротехническими сооружениями, которые начнут действовать являются два Туннельных Водосброса Высокого Уровня (ТВВУ/HLTS), приемные отверстия которых устанавливаются на отм. 1190 м н.у.м.

Два ТВВУ будут построены и готовы к эксплуатации, когда ВССУ1 выйдет из эксплуатации. При вышеуказанной высоте пропускная способность каждого из двух ТВВУ будет порядка 800 м³/с.

Точки удара ТВВУ в реку (знаки D ') около 400 м ниже по течению от точек ВССУ1 (знак С).

6.3.3 Этап С

На этом этапе, в варианте при НПУ 1290 управление паводками обеспечивается Среднеуровневым водосбросом 2 (ВССУ2) и двумя Туннельными Водосбросами Высокого Уровня (ТВВУ/HLTS), когда ВССУ1 больше не эксплуатируется.

На рисунке 6.1 , который следует далее, для этого этапа точки удара в русло реки были отмеченные D и D ' соответственно.

Расстояние между соответствующими точками воздействия составляет более 700 м. Учитывая выравнивание отводящих туннелей ВССУ2, расстояние между их точками воздействия составляет около 100 м.

В этом варианте отметка, при которой ВССУ2 в принципе больше не потребуется для управления паводками, связанными с фазой строительства составляет 1270 м н.у.м.

Тем не менее, он останется доступным и будет использоваться на этапе эксплуатации для управления высокими паводками, в соответствии с выводами Тома 3 - Глава 3 - Приложение 5 " Управление ВМП".

6.4 Этап эксплуатации

После того, как строительство плотины будет завершено, и проект будет нормально эксплуатироваться, управление паводками обеспечивается двумя Туннельными Водосбросами Высокого Уровня (ТВВУ/HLTS), а также Среднеуровневым водосбросом 2 (ВССУ2). Точки их воздействия уже было указаны выше.

Предполагается, что также будет построен один канал поверхностного водосброса (ПВ/SS), который будет использоваться в случае отсутствия части туннелей.

Точки воздействия, связанные с этой фазой были соответственно выделены E, E' и E'' для ВССУ2, ТВВУ и поверхностного водосброса ПВ/SS.

Расстояние между точками воздействия составляет почти 300 м между ВССУ2 и ПВ/SS (знаки E и E'') и около 400 м между ПВ и ТВВУ (знаки E'' и E').

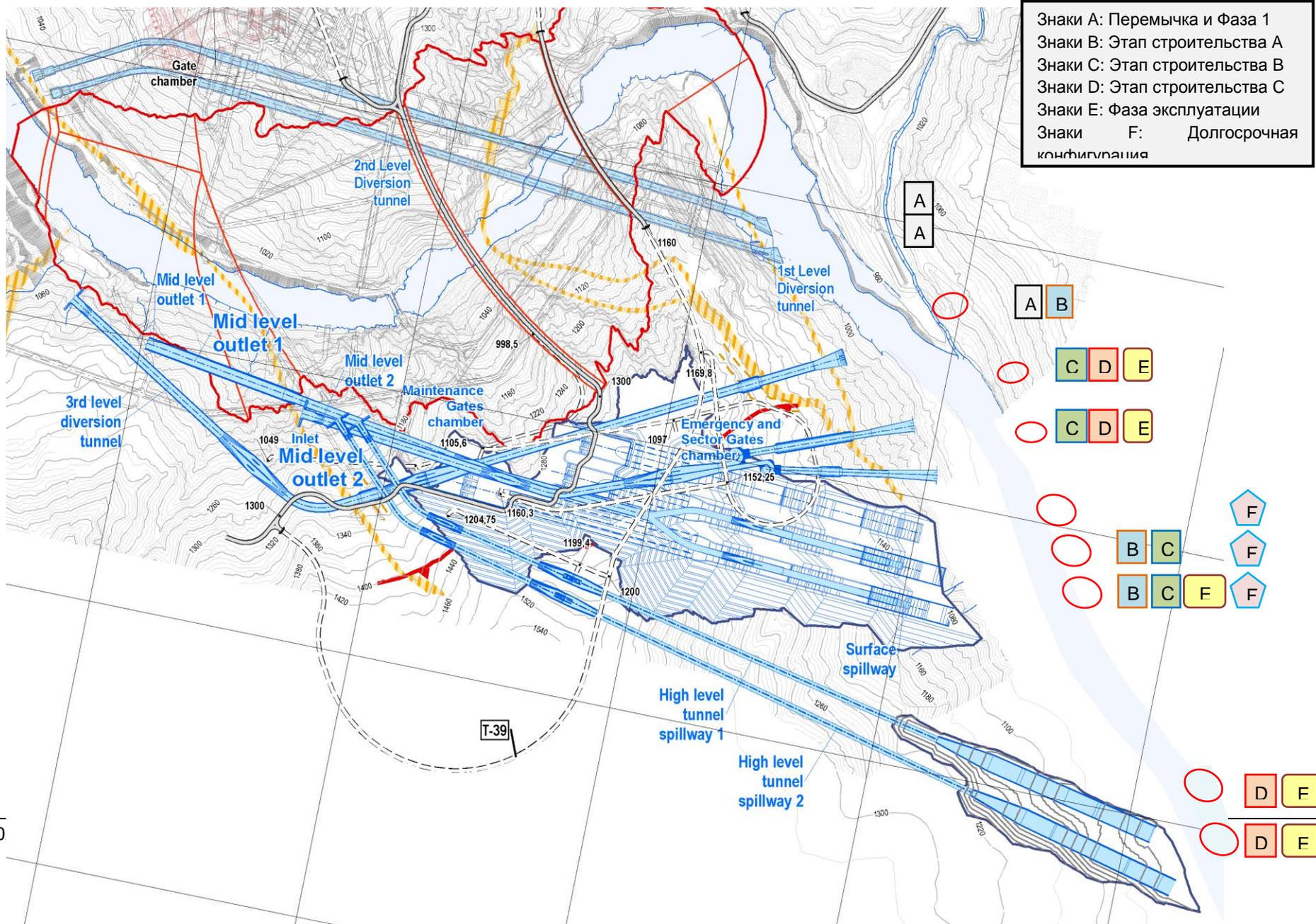
6.5 Фаза долгосрочной эксплуатации

Как указано в пункте 1.1.3, в долгосрочной перспективе ВССУ2 выйдет из эксплуатации в связи с заилинием в водохранилище. В том случае должны быть построен, по меньшей мере, один отдаленный канал поверхностного водосброса. Наконец, когда наносы достигнут водозаборов ТВВУ, будет необходимость воспользоваться полной пропускной способностью поверхности водосброса, строительство которого необходимо будет завершить, включая третий канал.

В этом случае, это сооружение будет единственным способом для выброса любого паводка.

В этой ситуации единственная зона сброса в реку будет та, что соответствует точкам со значком F в схеме рисунка б.1, которые находятся на расстоянии от водосброса отводящего туннеля около 600 м, как минимум.

С учетом выше указанного, касательно расположения точек сброса во время различных этапов и фаз проекта, не предусматриваются никакие препятствия между эксплуатацией различных водопропускных сооружений.



7. ФИЗИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ

Необходимость физического или математического моделирования уже несколько раз была упомянута в отчете, с учетом сложности гидравлических явлений, включенных в проектирование сооружений проекта. Значительные напоры, возникающие в результате с высоты плотины, которые несут ответственность за высокую скорость воды в большинстве водопропускных сооружений и своеобразии предложенных решений, приводят к необходимости тестирования на основе моделей различных включенных компонентов, чтобы подтвердить, прежде всего, предложенные решения, и затем оптимизировать гидротехнические сооружения как технически, так и экономически.

Однако, указывается, что некоторые из гидротехнических сооружений основаны на очень схожие решения, позволяющие проведение предназначенных испытаний для определения поведения аспекта или компонента, который является общим для различных из них.

Таким образом, следующие возможные компоненты могут быть отдельно протестированы, применяя затем результаты для различных сооружений.

Программа испытания гидравлической модели

В целях изучения пропускной способности в отношении основных гидротехнических сооружений, предлагаются пять гидравлических моделей:

1. Напорный туннель и подводящий туннель свободного потока;
2. Вихревой водосброс;
3. Поверхностный водосброс и каскадная система лотков и водобойный колодец;
4. ТВВУ с каскадной системы лотков и водобойный колодец;
5. Воронки размыва вдоль реки.

В принципе гидравлические модели должны быть как можно больше, но верхнее ограничение рассматривается по возможностям лаборатории, во всяком случае, они должны быть достаточно большими, чтобы соблюдать состояние подобия.

С точки зрения законов подобия, физическое моделирование с состоянием неподвижного слоя должно быть основано на критериях гравитационного закона Фруда. Проблема, связанная с наносами, должна быть проанализирована с учетом закона Денситометрической модели Фруда и показателя зернистости Фруда, чтобы определить размер материала для представления сложных процессов в начальном передвижении наносов в промывочном явлении. Проблемы размывки в воронке размыва должны быть смоделированы с подвижным слоем, используя размер зерна в геометрической шкале и принимая закон гравитации Фруда.

В физических моделях критерии, которые будут использоваться, являются гравитационным числом Фруда и геометрическим подобием в модели и прототипе.

В случае модели с подвижным дном и приостановки движения масштаб времени для процессов переноса наноса будет квазикачественным в модели, поэтому для того, чтобы найти подходящий масштаб времени для морфологических изменений, нужно запустить так называемый гипотетический морфологический сценарий с надлежащей адаптацией модели. В этом случае временная шкала может быть выведена путем закона гравитации Фруда.

Напорные туннели и подводный туннель свободного потока

Гидравлическая модель должна быть построена в масштабе, по крайней мере, 1:40, чтобы иметь достаточную надежность в отношении воспроизведения проблем вовлечения воздуха. Следующие проблемы, связанные со структурой туннеля должны быть исследованы с испытаниями гидравлической модели:

- Пропускная способность;
- Общее гидравлическое поведение конструкции, включая измерения давления в сжатой зоне камеры затворов и вдоль нижней части туннеля, измерения уровня воды и определение конкретных условий потока;
- Требуемое количество воздуха;
- Необходимость воздушных зазоров;
- Подтверждение математической модели с использованием результатов испытаний;
- Затворы шлюза, в принципе, должны работать полностью открытыми. Различные комбинации полностью открытых затворов должны быть испытаны.

Вихревой водосброс

Гидравлическая модель должна быть построена в масштабе примерно 1:30, с целью оценки негативного воздействия вдоль вытяжной шахты и гидравлической производительности при переходе между вертикальным шахтным стволом и отводящим туннелем.

Спиральный поток в подводном туннеле и эффективность носка отброса струи должны быть рассмотрены.

Основными аспектами, которые необходимо исследовать, являются:

- Пропускная способность;
- Общее гидравлическое поведение конструкции, включая измерения давления в вертикальном шахтном стволе и в отводящем туннеле;
- Оценка поведения подходной камеры;
- Требуемое количество воздуха;
- Необходимость воздушных зазоров в отводящем туннеле;
- Оценка рассеивания из-за спирального потока, произведенного путем перемещения между затвором и отводящим туннелем;
- Подтверждение математической модели с использованием результатов испытаний;
- Подтверждение проектирования лотка и конструкции носка отброса струи.

Поверхностный водосброс и ТВВУ и соответствующие каскадные системы лотков и водобойных колодцев

Физическая модель должна быть построена в масштабе 1:100 или больше на неподвижном слое. Основными вопросами, которые необходимо оценить являются:

- Вид переходов канала у входа в каскад;
- Эффективность и оптимизация водобойных колодцев;
- Требуемое количество воздуха;
- Необходимость воздушных зазоров на водосбросных лотках;
- Высота стен каналов/колодцев;
- Поведение каскадной системы с низкими пропусками;
- Поток в выходном канале на носке отброса струи;
- Траектории струи.

Воронки размыва вдоль реки

Модель должна быть построена, по крайней мере, в масштабе 1:100. Основными вопросами, которые необходимо оценить являются:

- Максимальный размыв;
- Определение до-экскавационных колодцев;
- Оптимизация носка отброса струи конструкции оттока в целях снижения размыва;
- Оценка динамического давления в целях определения конструкций по смягчению последствий.

Возможна потребность в подготовке более чем одной модели для случая туннелей и воронок размыва, так как условия могут быть совершенно разными от одного сооружения к другому.

В действительности, кроме размеров туннеля, количество затворов может меняться от двух до четырех, при этом вид камер может значительно измениться и режим потока тоже.

Также для воронок размыва существуют несколько ситуаций, связанных с удельным расходом воды и траекторией струй.

Когда завершатся мероприятия по ИТЭО, программа, выполненная по выбранному варианту, может быть подготовлена с более высокими подробностями.

Следует отметить, и в имеющемся документе напоминалось, что исследования модели проводятся в отношении различных строительных тоннелей в Гидравлической лаборатории Москвы.

Таким образом, результаты этих тестов можно использовать в любом случае для тех туннелей, которые были смоделированы и для первой оценки решений, предложенных для других аналогичных работ.

Что касается выше указанных определенных моделей, они должны быть запрограммированы с учетом того, что после завершения испытаний некоторое время допускается для выполнения окончательного проектирования, предварительно относительно даты начала строительства.

Даже в оптимистической перспективе, необходимые модели, для определения проектирования определенной конструкции осуществляются, по крайней мере, за 12/15 месяцев до соответствующей даты начала строительства.

8. БИБЛИОГРАФИЯ

- [1]. Абрамович Г.: *Angewanditegasdynamik*. – Ферлаг Текник, Берлин – 1958
- [2]. Анадейл Г.В. *Технология размыва*, 2006
- [3]. *Вовлечение воздуха в свободные поверхностные потоки*, Руководство по проектированию гидравлических сооружений Ян Р. Вуд Эдитор. 1991.
- [4]. Блайсделл, Ф. Развитие гидравлического проектирования, Водобойный колодец водопада святого Антония, Работы ASCE, 113, 1948, P.483.[4].
- [5]. Болаерт Е., Шляйс А., *Промывная порода вследствие воздействия погружающейся струи высокой скорости. Часть 1. Обзор состояния вопроса*. Журнал гидравлических исследований, 2003
- [6]. Донг, Х. и Гао, J., "Отчет о модельном исследовании модернизации деривационного тоннеля в водосброс вихревого опускающего колодца Электростанции Шапай", IWHR Research Rep., Китайский институт водного хозяйства и гидроэнергетического исследования, Китай (на китайском) , 1995. (на китайском), Представленный Чжао, С.Н, Чжу, Д.З. , Сан, С.К. и Лю, Z.P. "Экспериментальное исследование потока в вихревого опускающего колодца", журнал гидротехники, ASCE, январь 2006.
- [7]. ELC Electroconsult S.p.A., *Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair, Estudio de factibilidad para 1500 MW*, июнь 2009, Милан, Италия.
- [8]. Эрвин Д.А., Фарвей Н.Т., *Поведение вихревых водных струй в атмосфере и в водобойных колодцах*. Proc. Inst.Civ.Engrs., Часть 2, v83, 1987
- [9]. Фалвей, Х. Т., 1980. *Воздушный поток воды в гидротехнических сооружениях*. Инженерная монография № 41. Бюро мелиорации, Денвер, штат Колорадо.
- [10]. Хагер, Х.: *Впускное отверстие вихревого падения для сверхкритического набегающего потока* - Журнал гидротехники - Том. 116 - N. 8 - 1990.
- [11]. Хагер, У.Х. и Бретц, Н. *Гидравлический прыжок на положительных и отрицательных этапах*, журнал гидравлического исследования, 24, 4, стр. 237-253, 1986.
- [12]. Хагер, Х.У., Бремен Р., Кавагоши н., 1990. *Классический гидравлический прыжок: длина валика*. Журнал гидравлического исследования, 28, 591-608.
- [13]. Хагер, У.Х. и Синнигер, Р. *Характеристики потока гидравлического прыжка в водобойном бассейне с резким ростом дна*. Журнал гидравлических исследований, 23, 2, с 101-113, 1985.
- [14]. Хартунг и Хойслер, *Размывы, водобойные бассейны и укрепление нижнего бьефа при свободных водосливных струях на плотинах*. Commission Internationale Des Grands Barrages – Onzième Congres des Grands Barrages – Мадрид, 1973.
- [15]. Джейн, С.С., и Кеннеди Дж.Ф., "Сооружения падения вихревого потока для встраиваемой системы хранения Milwaukee Metropolitan Sewerage District" IHR Rep. No. 264, Унив. Айова, Айова-Сити, штат Айова, 1983.
- [16]. Калинске, А.А и Робертсон, Дж. М. 1943 *Закрытый водоводный поток*. Работы ASCE 108, 1435-1447.
- [17]. Молинас, Янг, "Обобщенные вычисления профиля поверхности воды", Журнал гидротехники, ASCE, Том III, №3, 1985.
- [18]. Монтеc С., *Гидравлика потока открытого канала*, ASCE Press, 1998.

- [19]. Пашеко Р.: "Sistema de controle automático de vazoês com válvula de vórtice axial." - Dissertação apresentada a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, para obtenção do título de Mestre em engenharia. – Сан-Паулу - 1986.
- [20]. Пашеко Р., А. Де Сауза: "Sistema de Controle Automático de Vazoês com Válvula de Vórtice Axial"- AIPH. Congreso Latinoamericano de Hidráulica 31 ago. - 2 set. – 1986 San Paolo Brasil.
- [21]. Пашеко Р., А. Паолетти: "Studio di una valvola troncoconica a vortice assiale ("Hydrobrake")." - Lavoro svolto nell'ambito del contratto di ricerca del 14 novembre 1990 tra il Politecnico di Milano (Dipartimento D.I.I.A.R) e la società del Gres ing. Salas.p.a. - Milano Ottobre – 1993.
- [22]. Санфилиппо Ю., Р. Пашеко, А. Паолетти: Сравнение между физическими и математическими моделями вихревых усилителей. - XXVI IAHN Biennale Congress – 1995 Лондон, Англия.
- [23]. Санфилиппо Ю., Р. Пашеко, А. Паолетти: "Caratteristiche teoriche e sperimentali delle bocche a vortice." - XXV Convegno di Idrraulica e Costruzioni Idrrauliche, Torino, Set. – 1996.
- [24]. Петерка, А, Гидравлическое проектирование водобойного бассейна и гасителей энергии. Инженерная монография 25 США министерство внутренних дел, Бюро мелиорации, 1964.
- [25]. USBR Бюро мелиорации США, Проектирование маленьких плотин.
- [26]. Фишер, Д. Л., и Хагер, У. Х., (1995). "Vortexdrops." Рассеиватели энергии: Руководство по проектированию гидравлических сооружений, № 9, Балкема, Роттердам, Нидерланды.
- [27]. Жао С.Х., Сан С.К., и Лю, З.П., "Оптимальное исследование на глубине водобойной скважины для вала вращательного потока тоннели выпуска паводка". Гидроэнергия, 2001(5), 30-33 (на китайском), Представленный Чжао, С.Н, Чжу, Д.З. , Сан, С.К. и Лю, З.Р. "Экспериментальное исследование потока в вихревого опускного колодца", журнал гидротехники, ASCE, январь 2006.

Приложение 1

Теоретический подход диаметра шахтного водосброса

Абрамович [1] и Фишер и Хагер [26], Пачеко и Сауза [20], Пачеко и Паолетти [21] и Сан Филиппо и Пачеко [21] провели комплексное исследование модели тангенциального вихревого впускного отверстия. ELC Electroconsult S.p.A. (2009) представили проектирование, основанное на теоретической модели для Coca Codo Синклер гидроэнергетического проекта, Эквадор [4]. Настоящая глава показывает общее руководство, принятое для проектирования тангенциального вихря, который может передать поток плавно, без нестабильных колебаний в опускном колодце с достаточно большим воздушным сердечником.

В опускном колодце вихрь передается в поток, который затем укорачивается. Момент импульса, созданный тангенциальным подходом потока остается примерно постоянным при протекании через опускной колодец. Следовательно, поскольку поток сходится, компонент скорости вихря значительно возрастает, и развиваются большие центробежные силы, которые бросают воду к стенам, образуя тонкую пленку, которая исходит из опускного колодца в распылитель. Вдоль центральной линии опускного колодца создается воздушный вихрь, в котором давление на поверхности близкое к атмосферному.

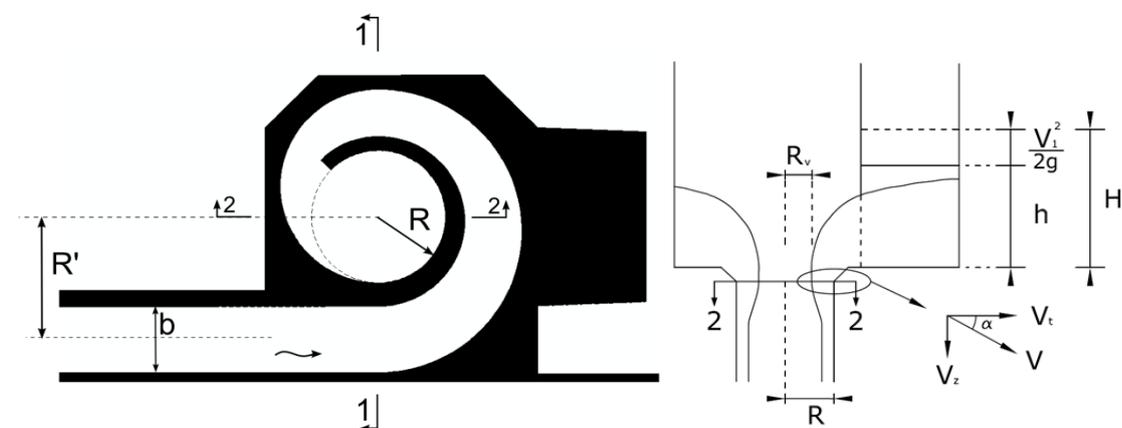


Рис. 36: Спиральная шахта, вид сверху и сбоку

Из-за этого, а также из-за того, что результирующая скорость расхода V направлена под углом к поперечному сечению опускного колодца, тангенс которого равен отношению вихревого компонента V_t с осевым компонентом V_z , коэффициент расхода всегда намного меньше, чем единица, варьируя в широких пределах в зависимости от геометрии и относительных размеров опускного колодца.

Теоретический подход основан на конкретных условиях, где расходы кольцеобразно текут свободно в выпускное отверстие тоннеля и давление атмосферное в нижней части опускного колодца.

Уравнение Бернулли между сечениями 1-2 и 2-2:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

$$H = \frac{V_z^2 + V_t^2}{2g}$$

где:

$$H = \frac{p_1 - p_2}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g}$$

Как упомянуто выше V_z и V_t являются осевыми и вихревыми компонентами скорости V на границе воздушного вихря в сечении 2-2.

Уравнение для сохранения момента импульса жидкости по отношению к центральной линии между сечениями 1-1 и 2-2:

$$\rho Q V_1 R' = \rho Q V_t \frac{R + R_v}{2}$$

$$V_t = \frac{V_1 2 R'}{R + R_v}$$

уравнение неразрывности между сечениями ²

$$S_1 V_1 = \varepsilon S_2 V_z$$

$$S_1 = bh$$

ε = коэффициент сжатия потока

$$\varepsilon = \frac{S_2 - S_v}{S_2} = 1 - \left(\frac{R_v}{R}\right)^2$$

$$R_v = R\sqrt{1 - \varepsilon}$$

который дает после замены вторым уравнением:

$$V_1 = \frac{\varepsilon S_2 V_z}{S_1}$$

$$V_t = 2 \frac{\varepsilon R' S_2 V_z}{(1 + \sqrt{1 - \varepsilon}) R S_1}$$

где:

$$A = \frac{S_2 R'}{R S_1}$$

это параметр, характеризующий геометрию "вихря водослива", тогда угол расходимости "распыления" равен:

$$\text{арктангенс} \left(\frac{1 + \sqrt{1 - \varepsilon}}{2 \varepsilon A} \right) = \alpha = \frac{V_z}{V_t}$$

Замена в составе выражения выше:

$$\frac{V_z^2}{2g} \left[1 + \frac{4 A^2 \varepsilon^2}{(1 + \sqrt{1 - \varepsilon})^2} \right] = H$$

следовательно, коэффициент скорости

$$C_V = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{4 A^2 \varepsilon^2}{(1 + \sqrt{1 - \varepsilon})^2}}}$$

Таким образом, коэффициент расхода составляет

$$\mu = \varepsilon C_V = \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 + \frac{4 A^2 \varepsilon^2}{(1 + \sqrt{1 - \varepsilon})^2}}}$$

Наконец, скорость расхода:

$$Q = \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 + \frac{4 A^2 \varepsilon^2}{(1 + \sqrt{1 - \varepsilon})^2}}} S_2 \sqrt{2gH}$$

Коэффициент сжатия потока ε , а также размеры воздушного вихря (радиус R_v для заданной R и A), которые не известны априорными. Чтобы определить их, следующие дополнительные предположения должны быть введены: «режим потока такова, что данный расход производится наименьшим возможным напором» (критерий минимальной энергии). Другими словами, вихрь будет иметь такой размер, чтобы обеспечить максимальную скорость сброса Q для данного напора H . Следовательно, необходимо найти значение ε , соответствующее максимальному коэффициенту расхода μ . Гипотеза минимальной энергии

позволяет получить максимальное значение μ . Выражение под корнем уравнения коэффициента расхода:

$$\frac{\partial V}{\partial \varepsilon} = 0$$

$$\mu = \frac{\varepsilon}{\sqrt{1 + \frac{4A^2\varepsilon^2}{(1+\sqrt{1-\varepsilon})^2}}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{\varepsilon} + \frac{4A^2}{(1+\sqrt{1-\varepsilon})^2}}}$$

$$A = \sqrt{\frac{1}{2\varepsilon^3} (1 + \sqrt{1 - \varepsilon})^3 (1 - \varepsilon)^{\frac{1}{2}}}$$

Это уравнение может быть использован для построения ε , в зависимости от A . Кривая может быть использована вместе с приведенным выше уравнением для вычисления значений μ для ряда значений A и построить график μ в зависимости от A .

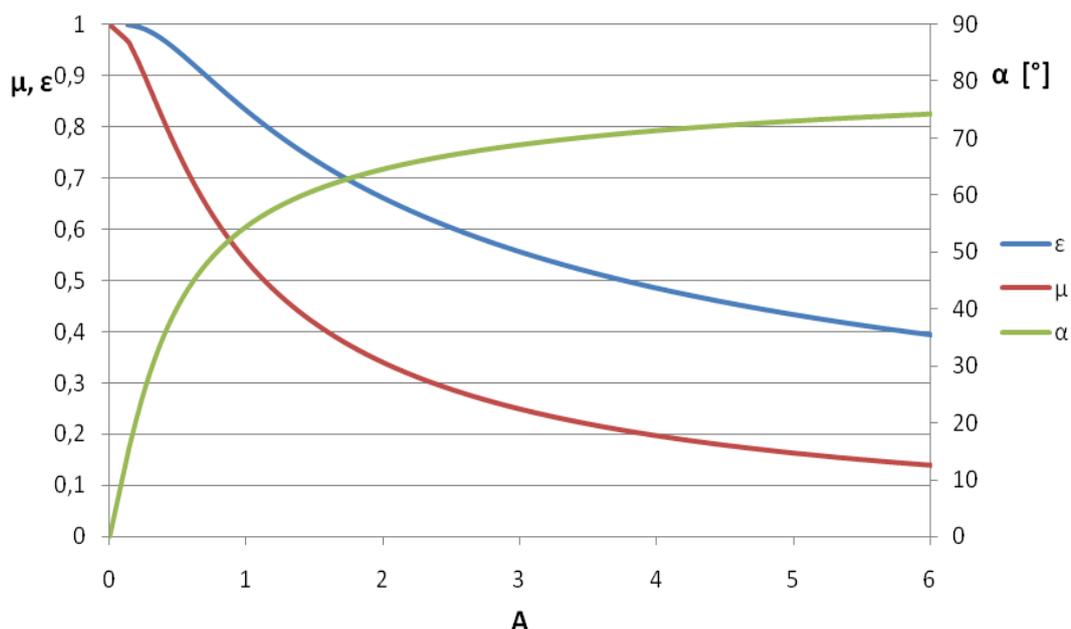


Рис. 37. Кривая ε , μ и α относительно A для опускающего колодца.

Диаграмма показывает, что в то время как A увеличивается, коэффициент μ уменьшается. Физически это объясняется тем, что увеличение A означает более высокую вихревую скорость V_z и, как следствие, более интенсивный круговорот жидкости. Это приводит к вихрю большего диаметра и площади по меньше поперечного сечения потока, что означает, что все больше и больше доступная энергия H рассеивается на создании вихревой скорости. При $A = 0$ ($R = 0$), $\mu = 1$, т. е. не существует вихрь и опускающий колодец работает как обычный напорный тоннель.

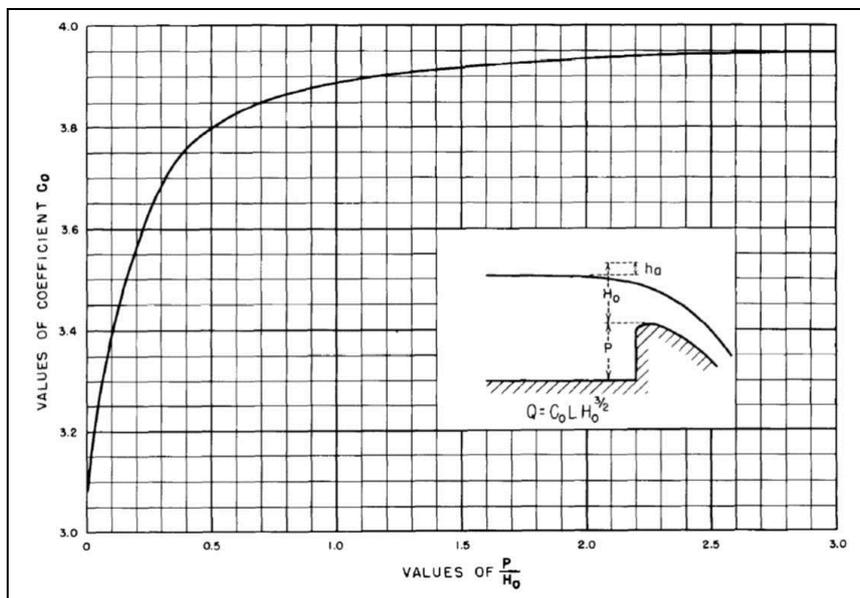
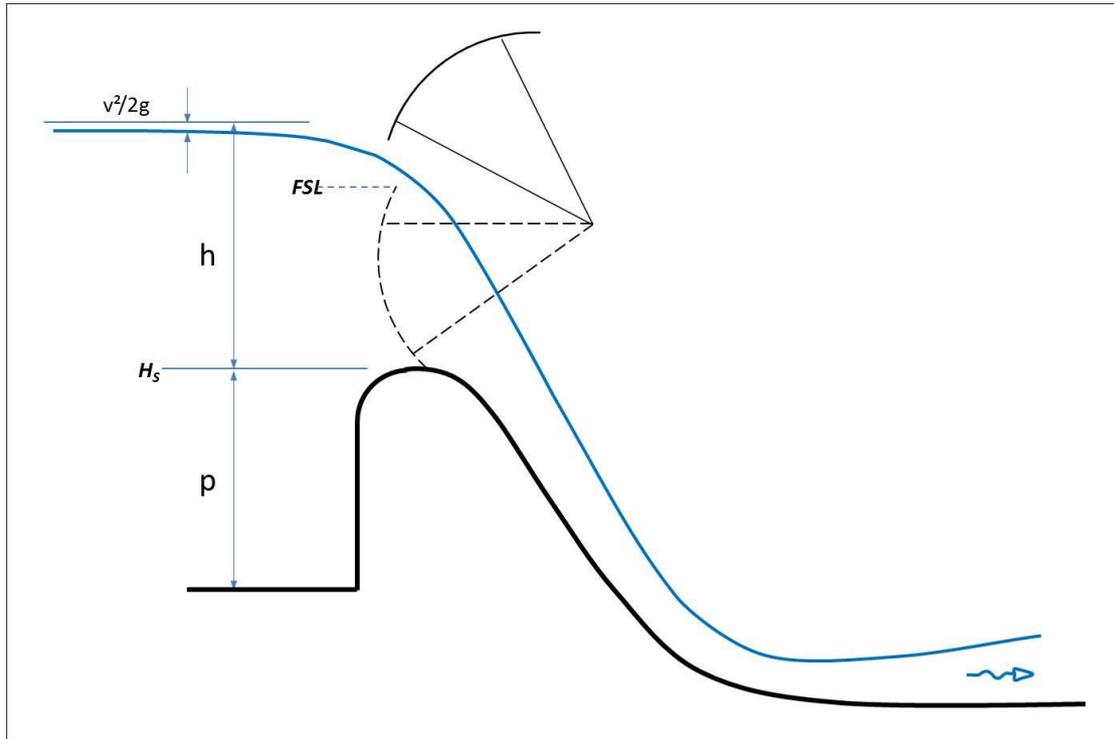
Приложение 2

Пропускная способность водосброса

$$Q = m_0 \cdot r_1 \cdot r_2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \sqrt{2g} \cdot N \cdot b \cdot (H - H_0)^{1.5}$$

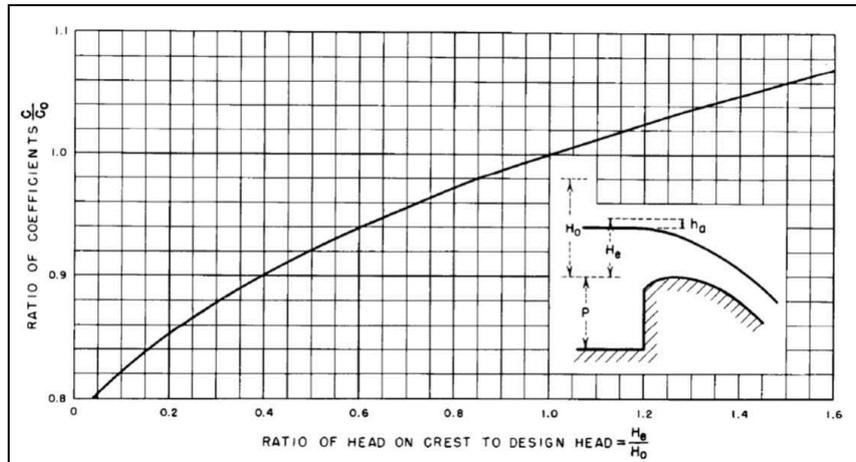
где:

- Q : общий расход воды через водослив
m₀ : коэффициент расхода вследствие вертикального сокращения стандартного профиля Кригера
r₁ : поправка на работу по напорам, кроме расчетного напора
r₂ : поправка на наклонную поверхность вверх по течению, кроме вертикальной
r₃ : поправка на поданный поток
r₄ : поправка на условия береговой и мостовой опоры
N : количество водосливных (с воротами) шлюзов
b : ширина этих шлюзов
h : напор над порогом водослива: h = H – H₀
H : отметка поверхности воды на участке подхода
H₀ : отметка порога водослива.

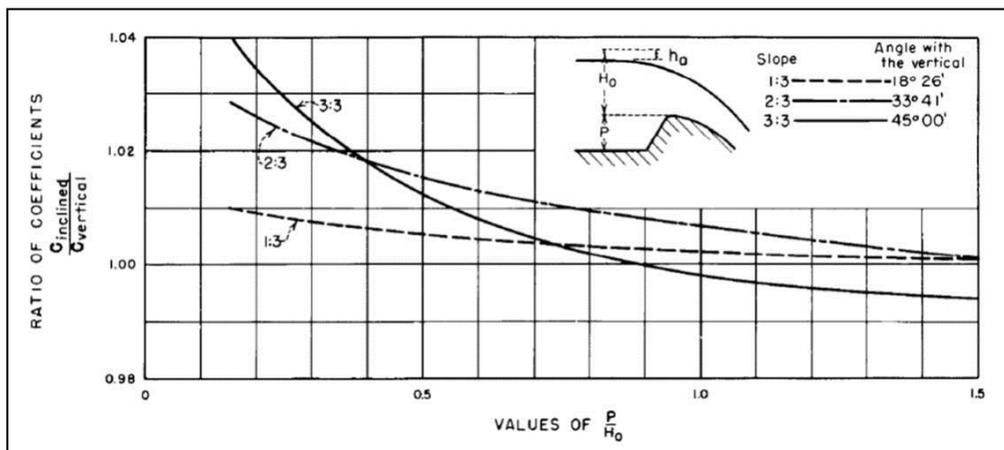


Коэффициент расхода m^0 (разделенный на 8.0 для получения метрических единиц)

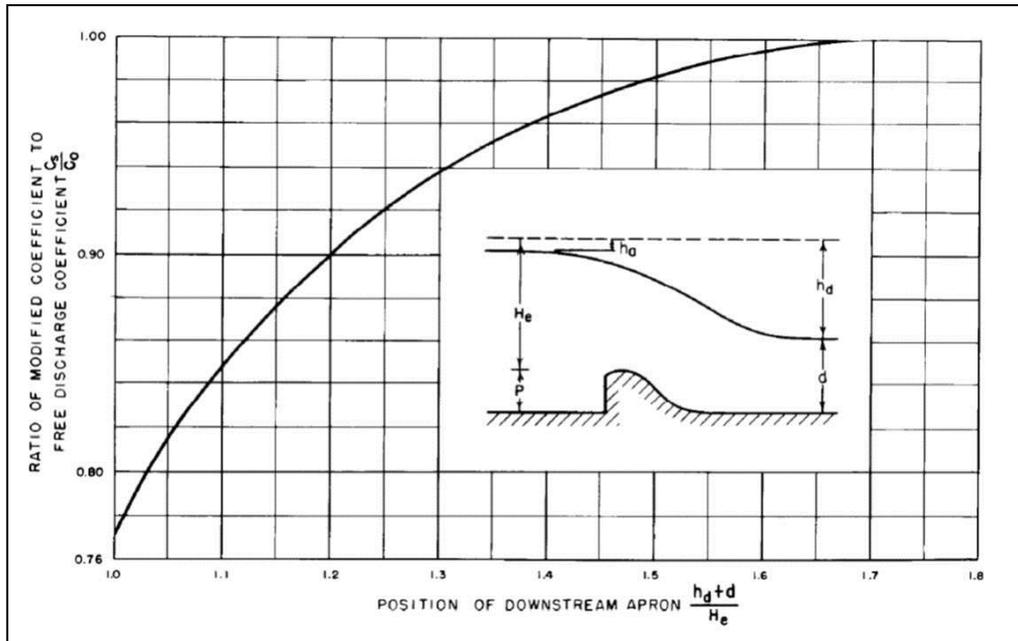
Источник: Бюро мелиорации США



коэффициент γ_1 : поправка на работу напоров за исключением расчетного напора



Коэффициент γ_2 : поправка на наклонную поверхность вверх по течению, кроме вертикальной



Коэффициент γ_3 : поправка на поданный поток

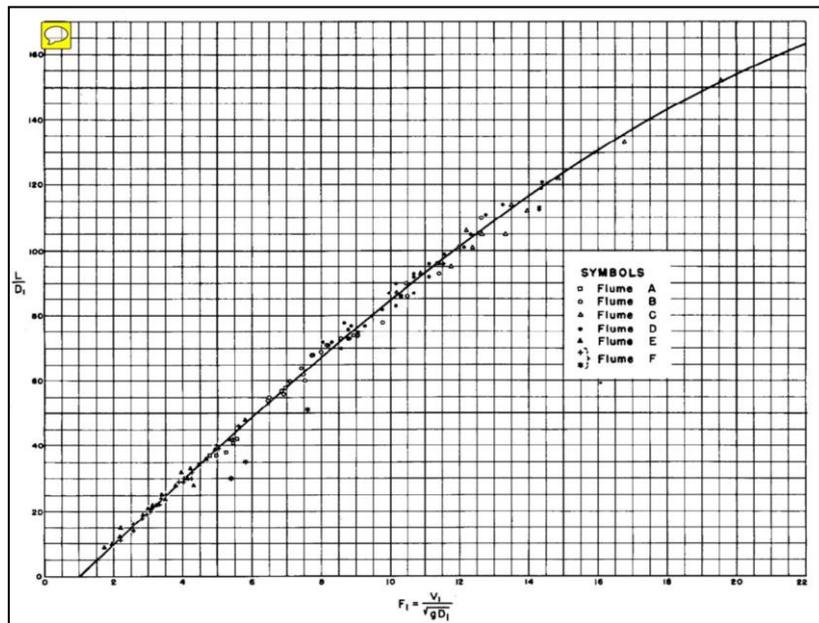
γ_4 : поправка на условия береговой и мостовой опоры

$$\gamma_4 = 1 - 2 \cdot (N \cdot K_p + K_A) \cdot h / (N \cdot b)$$

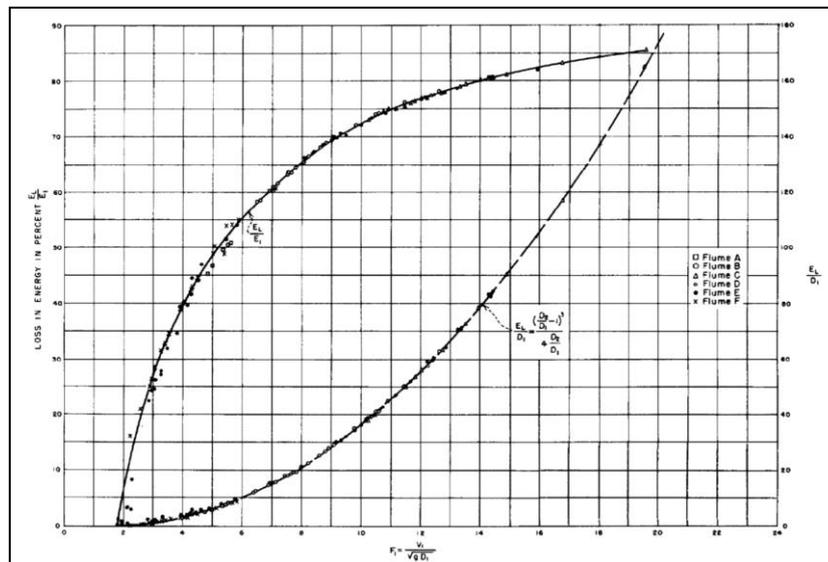
Приложение 3

Водобойные бассейны: Расчетные таблицы

Источник: Инженерная монография № 25 – Бюро мелиорации США



Теоритическая длина гидравлического прыжка



Потеря энергии в гидравлическом прыжке

Приложение 4

Руководство пользователей STEFLOW (краткое изложение)