

# ИССЛЕДОВАНИЕ ТЭО ПРОЕКТА СТРОИТЕЛЬСТВА РОГУНСКОЙ ГЭС

## ФАЗА II: ВАРИАНТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЕКТА

### Том 2: Исходные данные

### Глава 3: Геотехника

Март 2014

Отчет №: P002378 RP45 Ред. В

В	31/03/2014	Окончательная версия	К. Виберт	Л. Корти	Н. Санс
Б	12/06/2013	Первая редакция	К. Виберт	Л. Корти	Н. Санс
А	11/04/2013	Первое издание	К. Виберт	Р. Алберт	Н. Санс
<b>Редакция</b>	<b>Дата</b>	<b>Тема редакции</b>	<b>Подготовлено</b>	<b>Проверено</b>	<b>Одобрено</b>

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>1</b>	<b>Сокращения и литература.....</b>	<b>10</b>
1.1	Список сокращений, используемых в тексте	10
1.2	Терминология	10
1.3	Справочные документы	11
<b>2</b>	<b>Общая характеристика естественных условий участка плотины .....</b>	<b>13</b>
2.1	Расположение в пределах региональной геологической рамки	13
2.2	Свойства пород основания плотины	15
2.3	Каменная соль Йонахшского разлома	18
2.4	Геоморфологические свойства створа плотины	20
2.4.1	Общий аспект	20
2.4.2	Геодинамические процессы	21
2.4.3	“Зона разуплотнения” правого берега	22
2.5	Сели	24
<b>3</b>	<b>Схема основных сооружений относительно геологическим образованиям, согласно проекту ГПТ/ИГП .....</b>	<b>24</b>
3.1	Схема сооружений	24
3.2	Основание плотины	24
3.3	Работы по отводу реки во время строительства	27
3.4	Зона водозабора и подводящий туннель	27
3.5	Машинный зал и трансформаторное помещение	27
3.6	Водоохранилище	28
<b>4</b>	<b>Резюме проведенных геотехнических исследований.....</b>	<b>28</b>
4.1	До начало строительства или во время строительства	28
4.2	После приостановления строительства в 1993	29
<b>5</b>	<b>Анализ напряжения на местах.....</b>	<b>31</b>
<b>6</b>	<b>Геотехнические характеристики породного массива и соответствующие варианты проектирования согласно исходному проекту.....</b>	<b>33</b>
6.1	Предисловие	33
6.2	Основные принципы для определения характеристик породного массива	34
6.3	Геотехническое зонирование породных массивов	35
6.4	Обоснование геотехнического зонирования согласно Первоначальному Проекту	36
6.4.1	Процедура гидравлических испытаний в скважинах	36
6.4.2	Геотехническое зонирование согласно результатам исследования	37
6.5	Геомеханические характеристики породных масс согласно Первоначальному Проекту	42
6.5.1	Расчетные значения Проекта 1978 и периода строительства	42
6.5.2	Комментарии ГПТ по геотехническим свойствам	49
6.6	Структурная геология и характеристика трещин	50

6.6.1	Описание главных разломов створа плотины	50
6.6.2	Набор нарушений сплошности	51
6.7	Гидрогеологические характеристики основания плотины	52
6.7.1	Общее описание региональной гидрогеологии	52
6.7.2	Гидрогеологические свойства створа плотины	53
6.7.3.	Гидрогеологический режим вдоль Йонахшского разлома	56
6.7.4	Воздействие других зон разлома на гидрогеологию створа	58
6.8	Заключения Проектного отчета 1978 относительно различных компонентов Проекта	58
6.8.1	Относительно зоны разуплотнения правого берега	58
6.8.2	Относительно потенциально неустойчивых масс	59
6.8.3	Относительно водохранилища	59
6.8.4	Разработка основания плотины	60
6.8.5	Проходки подземных сооружений и выработок	61
6.8.6	Защита от селей сая Оби-Шур	62
<b>7.</b>	<b>Дополнительные оценочные работы, сделанные после первоначального проекта.....</b>	<b>63</b>
7.1	Краткая справка по исследованиям, проведенным после остановки строительства	63
7.2	ТЭО 2000 года для первой очереди	64
7.3	Отчет Ташкентского ГП по текущему состоянию стройплощадки, 2004 год	64
7.4	Исследования 2005-2006 годов	67
7.4.1	Общие сведения	67
7.4.2	Геомеханические характеристики горных пород и горных массивов	67
<b>8</b>	<b>Оценка консорциумом геотехнических свойств основания.....</b>	<b>83</b>
8.1	Геотехническое зонирование	83
8.1.1	План дополнительных инженерно-геологических изысканий на стройплощадке	83
8.1.2	Классификация ГИП и установленные параметры Rocklab	86
8.2	Описание характеристик основных формаций	86
8.2.1	Аллювиальные отложения	86
8.2.2	Коллювиальные материалы и материалы склоновой эрозии, пролювиальные материалы	87
8.2.3	Формация Гаурдаук	88
8.2.4	Яванская формация	89
8.2.5	Кызылташская формация	90
8.2.6	Алевриты Нижнего Обигарма	92
8.2.7	Песчаники Верхнего Обигарма	94
8.2.8	Формации Каракуза и Мингбатмана	94
8.2.9	Другие формации горных пород	94
8.3	Характеристики нарушений сплошности горных пород	94
8.3.1	Трещины напластования	94

8.3.2 Другие семейства трещин	95
8.3.3 Разлом №35	97
8.3.4 Йонахшский разлом	98
<b>8.4 Оценка геомеханических параметров горных пород</b>	<b>99</b>
8.4.1 Предварительная оценка	99
8.4.2 Сравнение результатов разных исследований	100
8.4.3 Предложения по гео-механическим параметрам для дальнейших исследований	103
8.4.4 Геомеханические характеристики для пород, окружающих комплекс машинного зала	106
8.5 Выводы и рекомендованные дополнительные изыскания для дальнейших этапов исследования	106
<b>9 Гидрогеология строительной площадки</b>	<b>107</b>
9.1 Краткий обзор гидрогеологических исследований	107
9.2 Актуальная гидрогеологическая оценка строительной площадки	109
9.2.1 Гидравлическая проводимость скальной породы	109
9.2.2 Общее расположение водоносных горизонтов	110
9.2.3 Гидрогеологическая модель строительной площадки	110
9.3 Рекомендации для дальнейших гидрогеологических исследований	114
<b>10 Оценка соответствия основания плотины</b>	<b>114</b>
10.1 Группы разрывов сплошности в основании плотины	114
10.2 Устойчивость пластов породы приплотинных склонов	114
10.3 Выемка основания плотины	116
10.4 Несущая способность основания	117
10.5 Возможные последствия процессов таяния или вымывания в основании плотины	118
10.6 Общая оценка из прошлых исследований и наблюдений со строительной площадки	118
10.7 Меры защиты от воздействия	119
10.8 Выводы об обработке основания плотины	119
<b>11. Последствия тектонической активности строительной площадки на проект и эксплуатацию гидросооружений</b>	<b>120</b>
11.1 Описание активных тектонических движений на площадке проекта	120
11.1.1 Сползание почвы в разломах	120
11.1.2 Потенциальные ко-сейсмические смещения	121
11.2 Последствия для плотины и открытых сооружений	121
11.3 Последствия для подземных сооружений	122
11.3.1 Гидравлические тоннели	122
11.3.2 Негидравлические подземные сооружения	129
11.4 Сейсмичность, вызванная водохранилищем	130
<b>12 Вопросы относительно геодинамики, характерные для площадки</b>	<b>130</b>
12.1 Устойчивость склона вдоль трещин системы 4	130
12.1.1 Презентация проблемы	130
12.1.2 Предлагаемые меры по устранению неисправности	131

12.2 Низовье правого берега и «зона нарушений»	133
12.2.1 Потенциальные риски, вызванные наличием нарушенной зоны	133
12.2.3 Предлагаемые работы по предупреждению последствий	135
12.3 Защита от селей Обишура	136
12.3.1 Особенности селей Обишура	136
12.3.2 Предупреждение селевой опасности в Обишур	136
<b>13 Другие проблемы .....</b>	<b>140</b>
13.1 Потенциальные оползни или сели в зоне водохранилища	140
13.2 Протечка из водохранилища	140
13.3 Влияние потенциального выщелачивания соли внутри Йонахшского разлома	141
<b>14 Геотехнические условия, связанные с изменениями, предложенными консультантом ИТЭО .....</b>	<b>141</b>
14.1 Камеры затворов третьего строительного туннеля	141
14.1.1 Геометрия камер затворов	141
14.1.2 Ремонтная / аварийная камера затворов	142
14.1.3 Секционная и аварийная камера затворов	143
14.2 Камеры затворов предложенных водосбросных сооружений среднего уровня	144
<b>15. Выводы и рекомендации .....</b>	<b>152</b>
15.1 Движения, связанные с ползучестью разломов и возможными ко-сейсмическими смещениями	153
15.2 Подробное исследование «зоны разуплотнения» по нижнему бьефу правого берега	153
15.3 Устойчивость верховых откосов левого берега	154
15.4 Дополнительные геотехнические изыскания	154
15.5 Выемки для основания плотины	155
15.6 Обратная засыпка изыскательных штолен и транспортных тоннелей перед заполнением водохранилища	155
15.7 Меры для снижения последствий селей Оби-Шур	155
15.8 Измерения нагрузок на месте проведения работ	156
15.9 Необходимость использования сульфатостойких строительных материалов	156

## РИСУНКИ

Рисунок 2.1: Определение основных тектонических особенностей на створе плотины (Гулизинданский Разлом находится дальше в юго-восточном направлении и вне рамки рисунка, это субпараллельно и подобное положение, что и Йонахшского разлома).....	15
Рисунок 2.2: Типичное поперечное сечение, показывающее форму соляного клина (черные и белые квадраты) в Йонахшский разломе, на правом берегу реки Вахш, вверх по течению от створа плотины; толщина соляного клина увеличивается в сторону правого берега .....	19
Рисунок 2.4: Определение оползня на левом берегу .....	22
Рисунок 2.5: 3D Вид створа плотины (ущелье реки на правой стороне рисунка), и "зона разуплотнения" правого берега с его приблизительными пределами (из бесплатное ПО Google) .....	23
Рисунок 4.1: Карта проведенных исследований на участке для строительства (перевод чертежа 1079-03-183 , воспроизведенного из раб. [19].....	30
Рисунок 6.1: Воздействие дифференциальной эрозии слоев аргиллита и песчаников на створе плотины (срез Разломом 70, правый берег реки).....	35
Рисунок 6.2: Изменение гидравлических и механических свойств песчаников с наименьшим расстоянием до поверхности (из значений, даны в Сс. Error! Reference source not found.], чертежи 1174-03-F18 до 23)..	38
Рисунок 6.3: Изменение гидравлических и механических свойств алевролитов с наименьшим расстоянием до поверхности (из значений, даны в Сс. Error! Reference source not found.], чертежи 1174-03-F18 до 23)..	39
Рисунок 6.4: Удельный водозабор в районе соляного напора; логарифм значений водозабора оси X, отметка в оси Y (воспроизведено из Сс. [1].).....	41
Рисунок 6.5: Карта главных пьезометров, используемых для оценки гидрогеологических условий створа плотины; отмеченные синим, как сообщается, следуют изменениям уровня воды в реке (после чертежа 1174-03-76 Сс. [1].).....	55
Рисунок 6.6: Наклонное поперечное сечение Йонахшского разлома вдоль скважин группы 1004 на левой стороне, вдоль скважин 1069 и 1029 на правой стороне; водозабор во время гидравлических испытаний приведен вдоль линий скважин (чертеж 1174-3-41 Лист 6, Сс. Error! Reference source not found.]).....	57
Рисунок 6.7: Разработка основания плотины, первоначальный проект 1978, вертикальное поперечное сечение вдоль оси плотины (после Сс.1 ], чертеж №.1174-10-303, Лист 1) .....	61
Рис. 8.1: Схема изыскательных штолен на стройплощадке; посещенные участки подчеркнуты желтым цветом .....	85
<b>Рис. 8.2: Вид штольни для аппаратуры, пройденной южнее Йонахшского разлома, от штольни 1034, внутри Гаурдакских аргиллитов .....</b>	<b>89</b>
<b>Рис. 8.3: Вид крупным планом Гаурдакского алевролита, якобы систематический, мелкий гип покрывающий разрывы (штольня 1034) .....</b>	<b>90</b>
<b>Рис. 8.4: Кызылташская формация в изыскательной штольне 1030; можно отметить субгоризонтальную трещину с глинистым заполнением и общую влажность породы.....</b>	<b>91</b>
Рис. 8.5: Вид циркуляции воды в ответвлении изыскательной штольни 1002; четко видно, как красная глина смывается водой вдоль трещин и откладывается на полу .....	92
<b>Рис. 8.6: Алевролиты Нижнего Обигарма в штольне 1002 .....</b>	<b>93</b>
Рис. 8.7: Разлом (трещина?), похожая по падению азимута на разлом № 35, примерно с 50 мм заполнения чистой пластичной глиной (изыскательная штольня 1002, ниже разлома №35).....	96

Рис. 8.8: Разлом с похожим залеганием, как и разлом №35, падающий в сторону верхнего бьефа, прорезающий алевролиты Нижнего Обигарма и песчаники Верхнего Обигарма; .....	97
<b>Рис. 8.9: Вид породы, чуть выше северного ответвления разлома №35; мелкозернистая глина присутствует вдоль большинства трещин (галерея 1002).....</b>	<b>98</b>
<b>Рис. 8.10: Брекчия Йонахшского разлома, в штольне 1001, правый берег .....</b>	<b>99</b>
Рисунок 9.1: Расположение дополнительных пьезометров, пробуренных в 2012 .....	108
Рисунок 9.2: Конфигурация и граничные условия гидрогеологической модели (для плотины первой очереди) .....	111
Рис. 10.1: Фотография отрога горы в низовье правого берега, демонстрирующих системы трещин 2 и 4	115
Рис. 10.2: Стереографическая проекция (верхнее полушарие).....	116
Рис. 12.1: Пояснительный схематический чертеж мер для стабилизации потенциальных обвалов горной породы вдоль слоев семейства S4 (верховье левого берега) .....	131
Рис. 12.2: Пояснительный схематический чертеж гибкой шпонки (галерея, пройденная вдоль слоя и заполненной железобетоном).....	132
Рис. 12.3: Склон правого берега реки Вахш, чуть ниже строительной площадки плотины, в «зоне нарушений»; белая стрелка показывает шапку уступа очевидно активного оползня .....	134
Рис. 12.4: Пояснительный схематический чертеж мер по предупреждению последствий для обработки потенциального оползня переднего склона «зоны нарушений» .....	135
Рис. 12.5: Схема проекта плотины удержания сели Обишур на отметке гребня 1125 (чертеж ИГП 1900-13-1, лист 2, 2012).....	137
Рис. 12.6: Вертикальное поперечное сечение вдоль оси плотины удержания Обишур на отметке гребня 1125 (чертеж ИГП 1900-13-1, лист 4, 2012).....	137
Рис. 12.7: Плотина удержания сели Обишур в августе 2012; селевые потоки уже почти засыпали реку позади оконченной части плотины .....	138

## ТАБЛИЦЫ

Таблица 2.1: Стратиграфия осадочных пород участка плотины с описанием характеристик пород и приблизительное распространение типов (таблица созданная из различных источников).....	17
Таблица 5.1: Результаты измерения натуральных напряжений в разведочном штольне 1030, с вертикальными значениями напряжения по оценкам от веса покрывающего слоя на второй колонке для сравнения (данные из Сс.[1], чертеж 1174-03-F13).....	32
Таблица 6.1: Значения водозабора и скорости продольной волны для различных геологических зон, для песчаников и алевролитов (после чертежа 1174-03-78 Лист 2).....	40
Таблица 6.2: Резюме основных геотехнических свойств образцов нетронутой породы из главных геологических образований створа плотины (воспроизведены из Сс.Error! Reference source not found.], выдержка из чертежа 1174-03-78 Лист 3).....	44
Таблица 6.3: Резюме геомеханических характеристик нетронутых горных масс (зона IV), согласно Сс.1] (чертеж 1174-03-78 Лист 2) для общих свойств и Сс.[4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология.....	45
Таблица 6.4: Резюме предполагаемой глубины и геомеханических характеристик разрушенных породных массивов (зона III), согласно Сс.Error! Reference source not found.] (чертеж 1174-03-78 Лист 2) для общих свойств и Сс. [4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология.....	46
Таблица 6.5: Резюме предполагаемой глубины и геомеханических характеристик выветренных и разрушенных породных массивов (зона II), согласно Сс.Error! Reference source not found.] (чертеж 1174-03-78 Лист 2) для общих свойств и Сс. [4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология.....	47
Таблица 6.6: Резюме предполагаемой глубины и геомеханических характеристик сильно выветренных и разрушенных породных массивов (зона I), согласно Сс.Error! Reference source not found.] (чертеж 1174-03-78 Лист 2) для общих свойств и Сс. [4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология.....	48
Таблица 6.7: Расположение наборов трещин согласно Проектному отчету 1978 (Сс.Error! Reference source not found.).....	52
Таблица 6.8: Характеристики основных разрывов в горных породах вокруг машзала и трансформаторного помещения (от Сс.1 ], Таблица 2.6.2.; подчеркивает, что характеристики прочности на сдвига были определены для большого диапазона нормального напряжения в 0.5 до 1 МПа.....	62
Таблица 7.1: Геотехнические характеристики основания плотины, согласно ссылке Error! Reference source not found.].....	65
Таблица 7.2: Свойства горных массивов, окружающих комплекс машинного зала; краткая сводка дополнительных результатов 1989 года (после ссылки [ 12].....	69
Таблица 7.3: Характеристики и предполагаемая прочность при сдвиге нарушений сплошностей в массивах горных пород выработки машинного зала (после ссылки [ 12].....	69
Таблица 7.4: Сравнение продольной скорости волны в пределах горных пород вокруг подземных сооружений, за пределами зоны влияния проходки, измеренной во время строительства и в 2005 году (из ссылки [ 12].....	71
Таблица 7.5: Вводные параметры для модели MARC (после ссылки [13].....	72



Таблица 7.6: Геомеханические параметры, которые должны быть применены, чтобы соответствовать наблюдаемой конвергенции (после ссылки [ 13]).....	72
Таблица 7.7: Вводные параметры для модели Фаза 2.....	73
Таблица 7.8: Параметры, которые лучше остальных подходят к наблюдаемой конвергенции выработки машинного зала, согласно ссылке [ 22].....	74
Таблица 7.9: Деформационные модули, полученные разными методами (из ссылки [ 22]).....	74
Таблица 7.10: Определение параметров блочных горных пород на основе условий сращения и трещиноватости (воспроизведение из ссылки [ 21] ).....	76
Таблица 7.11: Предположительные ГИП для неоднородных горных пород, таких как флиш (скопировано из ссылки [ 21]).....	77
Таблица 7.12: Краткие итоги по параметрам алевролитов и песчаников машинного зала, используя разные предположения; значения определенные как типичные для долгосрочного поведения двух формаций пород закрашены серым (скомпилировано из ссылки [18].....	79
Таблица 7.13: Краткий обзор геомеханических характеристик основания плотины (ссылка [27] ).....	80
Таблица 7.14: Набор параметров, подходящих для последовательности выработки машинного зала и конвергенции (после ссылки [ 28] ).....	81
Таблица 7.15: Свойства деформации и прочность на сдвиг горных пород для подземных сооружений (после ссылки [ 28] ).....	82
<b>Таблица 8.1: Оценка предела прочности пород при сдвиге при помощи ПО Rocklab, предполагая однородный трещиноватый массив породы; оценка сделана для основания плотины, склонов и тоннелей (глубина 200 и 400 м) .....</b>	<b>101</b>
Таблица 8.2: Повторение кратких итогов проведенных разных оценок .....	102
Таблица 8.3: Ранее оцененные свойства прочности на сдвиг вдоль трещин .....	103
Таблица 8.4: Предложенные геомеханические параметры для горных пород (снаружи явно разгруженной зоны).....	105
Таблица 9.1: Принятые значения гидравлической проводимости для различных горных пород (из ссылки [ 33] ).....	112
Таблица 9.2: Рассчитанный гидростатический подпор над подземными сооружениями на левом берегу (из ссылки [ 34] ).....	113
Таблица 9.3: Рассчитанные значения просачивания для окончательной плотины, НПУ 1290 (из ссылки [ 34] ) .....	113
Таблица 10.1: Принятые коэффициенты для оценки несущей способности основания.....	118

## 1 СОКРАЩЕНИЯ И ЛИТЕРАТУРА

### 1.1 Список сокращений, используемых в тексте

ПИЦ это показатель интенсивности цементации, как определено Ломбарди для выполнения цементационной завесы плотины.

ГИП: Геологический индекс прочности, как определено Гуком и другими авторами

ИГП: Институт Гидропроект, Москва, Россия

ГПТ: Гидропроект Ташкент, Филиал ИГП в Ташкенте, Узбекистан (ранее входивший в состав Советского Союза)

МОМГП: Международное общество по механике горных пород, которое выпустило большое количество рекомендаций и предложенных методов по испытанию горной породы.

ОКГП означает "Обозначение качества горных пород" согласно Дирэ, 1964, т.е. в течение одного бурового оборота, процентное отношение кумулятивной длины кернов длиннее на более 100 мм общей длины оборота.

ХПТ: Характеристика породной толщи, как определено Бинявским в 1989

ЦСГНЭО: Центр Сервиса по Геодинамической Науке в Энергетической Области (Филиал ИГП)

### 1.2 Терминология

Работа была выполнена по английскому переводу исходных документов, следовательно, пришлось провести множество перекрестных сверок с оригиналами документов на русском.

Везде где, перечислены ссылки, включая буквы кириллицы, был использован Латинский эквивалент. Например, русская аббревиатура "ЦСГНЭО" транслитерирована как CSGNEO. Единственным исключением из этого правила являются номера ссылок, особенно скважин и галерей, где соответствующая буква кириллицы была транслитерирована Латинской буквой того же ряда в латинице, чтобы отразить исходную последовательность. Таким образом, и в качестве примера, скважины "1004б" и "1004в" были переданы как скважины 1004b и 1004c.

"Aleuolite" является русским словом "Алевролит", используемым во многих переводах, но может рассматриваться как эквивалент слова "siltstone". Для того, чтобы избежать путаницы, было предпочтено использовать "siltstone" как правильный перевод, этот последний термин является самым используемым на международном уровне. Тем не менее, слово "aleuolite" может оставаться в некоторых рисунках или таблицах.

"Argillite", подобным образом, по мере возможности заменен его эквивалентом "claystone".

Положение погружения геологических слоев условно отмечено, используя направление погружения (с использованием трех цифр от 000 до 360 градусов) и угол

падения по отношению к горизонтальной (две цифры). Следовательно, 130/70 означает плоскость погружения 70 градусов по отношению к горизонтальной по направлению, образующему угол 130 градусов по часовой стрелке от Севера.

Гидравлическая проводимость означает крупномасштабную проницаемость горной массы. В русских документах общая единица гидравлической проводимости это метр в сутки, то есть примерно  $1.16 \times 10^{-5}$  метра в секунду, в то время как водоприемники из гидравлических испытаний, как правило, учитывают метр в минуту (и в длину метра скважины).

### 1.3 Справочные документы

[1] ГИДРОПРОЕКТ, 1174-Т15, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Технический проект, часть I, том 3, Инженерно-геологические условия, Ташкент, 1978 г. № 1174-Т1

[2] Биньявски З.Т.: Инженерные классификации горной массы, Вилли, Нью-Йорк, 1979

[3] Количко А.В., Фил В.Н.: Инженерно-геологические условия строительства Рогунской плотины, Гидротехника № 10, с.11-15, октябрь 1981 г, переведен и опубликован Издательской корпорацией Пленум, 1982

[4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология

[5] Гидропроект, Чертеж 1079-03-180 ДР, лист 4, Центрально-Азиатский Филиал, Неизвестный отчет, 1993

[6] Гидропроект, Технико-экономическое обоснование для фазы 1 стадии 1 Строительства плотины Рогунской ГЭС, Москва, 2000

[7] МАРИНОС, Пол; ГУК, Эверт: Оценка инженерно-геологических свойств гетерогенных горных массивов, таких как флишевые, Инженерная геология Том.60, стр. 85-92, 2001

[8] ФРАЙБЕРГ Е., КОЛИЧКО А.В., ФЕДЧУН А., ЕЛКИН А., ГРИГОРЬЕВ И, Оценка стабильности подземного машинного зала Рогунской ГЭС по результатам физического моделирования и натурных наблюдений, 10 Конгресс МОМГП, 2003

[9] Гидропроект, Республика Узбекистан: Комплексное обследование крупных объектов Рогунской ГЭС, Ташкент, 2004 г., № 10 790-Т200

[10] КОЛИЧКО А.В., Инструментальный мониторинг новейшей тектоники в районе строительства Рогунской ГЭС, Геологическое почвоведение - Инженерная Геология - Гидрогеология - Геокриология, номер # 2, 2005

[11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005

[12] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Рогунская ГЭС, Геофизические и инженерно-геологические изыскания по диагностическому исследованию существующих конструкций подземной части Рогунской ГЭС, Контракт № 4/943-2004, Москва, 2005

[13] ГИДРОПРОЕКТ, Проектные исследования по Поведению Подземных Сооружений Рогунской ГЭС во время процесса строительства, при нормальной эксплуатационной нагрузке и нагрузке землетрясения, Технический отчет, М., 2005 г., № 2361-VTK3-002

- [14] Национальный научно-исследовательский институт гидротехники (ВНИИГ им. Веденеева), Экспертная оценка целесообразности возведения бетонной плотины высотой 330м на участке Рогунской ГЭС, Контракт № VN-1359/NTU, Санкт-Петербург, 2005
- [15] Ленметрогипротранс (ЛМГТ ОАО) АСИА, Инструментальное обследование Строительных туннелей уровня 1 и 2 Рогунской ГЭС, Научно-технический отчет, Стадия 1, Санкт-Петербург, 2006
- [16] Управляющая Компания РУСАЛ: Строительство Рогунской ГЭС - Инженерно-геологические условия - Краткий обзор, Москва, 2006
- [1] Ламайер Интернешнл, Рогунская ГЭС в Республике Таджикистан, Банковское технико-экономическое обоснование по Завершению строительства Стадии 1 Том.3Ф, Отчет по вариантам ГЭС, часть 1 из 5, Бэд Вилбель, январь 2006 г.
- [2] Ламайер Интернешнл, Рогунская ГЭС в Республике Таджикистан, Банковское ТЭО по Завершению строительства Стадии 1 Том.3С, Часть 1 из 3, Геология, Геотехника и Сейсмические характеристики, Бэд Вилбель, апрель 2006 г.
- [3] Ламайер Интернешнл, Рогунская ГЭС в Республике Таджикистан, Банковское ТЭО по Завершению строительства Стадии 1 Том.3С, Часть 2 из 3 (Чертежи), Геология, Геотехника и Сейсмические характеристики, Бэд Вилбель, апрель 2006 г.
- [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический отчет, Москва, май 2006 г.
- [21] ГУК, Эверт: Инженерия практической породы, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com), 2007
- [22] А. И. САВИЧ, ГАЗИЕВ Е.Г, РЕЧИЦКИЙ В.И., КОЛИЧКО А.В., Проверка определения модуля деформации горных пород разными методами, Записки 11-ого Конгресса Международного общества по механике горных пород, Лондон, 2007
- [23] Гидропроект, 1861-1-Книга 1, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения первой очереди станции, Москва, 2009, №.1861-1-Книга1
- [24] Гидропроект, 1861-1-Книга 2, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения станции первой очереди, Пояснительная записка, М., 2009, №.1861-1-Книга 2
- [25] Гидропроект (ЦСГНЭО) Синтез и анализ результатов инженерно-геологических, гидрогеологических, геомеханических, геофизических и других видов исследований по породам Главных сооружений, Отчет второго этапа, по Соглашению № 5/ГП, М.М. Ильин, М., 2009
- [26] ЛЕХОВ А.В., Имитационное моделирование растворения соляного слоя во время строительства Рогунской ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Москва, 2009
- [27] Гидропроект, 1861-2-II-3, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Том 2, Природные условия, Книга 3, Инженерно-геологические условия, М., 2009, № 1861-2-II-3
- [28] Гидропроект, 1861-2-V-1, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Том 5, Основные компоненты ГЭС, Книга 1, Плотина Гидроэлектростанции, Москва, 2009 г., № 1861-2-V-1
- [29] Гидропроект, 1861-2-1 Альбом, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Альбом чертежей, Москва, 2009 г., № 1861-2 – Альбом 1

[30] Голдер Асошиетс, Краткосрочное консультирование ВБ, Обзор Стабильности Здания ГЭС – проекта Рогунской ГЭС, Таджикистан, июль 2010 г., № 10514170100.502/A.0

[31] Койне эт Беллие, P.002378 RP 18, ИТЭО проекта Строительства Рогунской ГЭС: Отчет по геологической гидрогеологической оценке; Размышления по предлагаемой программе исследования, июнь 2012, № P.002378 RP 18

[32] Рогунская ГЭС, Техника гидравлических испытаний в скважинах, З. Х. Касымов, Рогун, 2012

[33] Гидропроект, 1900-03-05, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Фильтрационные исследования гидрогеологической модели 3D зоны главных сооружений Рогунской ГЭС, Отчет Стадии I, М., 2012, №1900- 03-05

[34] Гидропроект, 1900-03-06, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Фильтрационные исследования гидрогеологической модели 3D зоны главных сооружений Рогунской ГЭС, Отчет Стадии II, М., 2012, № 1900- 03-05

[35] Таджикская Южная геологоразведочная экспедиция, Детальное изучение геологического строения правого берега Рогунской гидросистемы ", Сомониен, 2012

[36] Таджикская Южная геологоразведочная экспедиция, Техничко-экономический анализ исследования по проекту строительства Рогунской ГЭС, Геотехнические исследования скважины WRB-2, ноябрь 2012

[37] Таджикская Южная геологоразведочная экспедиция, Техничко-экономический анализ исследований по проекту строительства Рогунской ГЭС, Геотехнические исследования скважины IF-1, ноябрь 2012.

## **2 ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ЕСТЕСТВЕННЫХ УСЛОВИЙ УЧАСТКА ПЛОТИНЫ**

### **2.1 Расположение в пределах региональной геологической рамки**

Створ Рогунской плотины находится в центральном горном районе Таджикистана, где доминирующей тенденцией являются высокие горные хребты и интенсивное смещение осадочной толщи при высоких тектонических напряжениях. Этот район является тектонически активным, с большими активными разломами в самой непосредственной близости с участком (региональный Гиссаро-Кокшальский разлом и Иляко-Вахшский разлом, затем сравнительно меньшие разломы Йонахшский и Гулизинданский).

Детальное описание геологического контекста выполнено в отчете по Фазе 2 – Том 2 – Глава 2 - Геология.

Короче говоря, два разлома Гиссаро-Кокшаальский и Иляко-Вахшский, обозначенные по курсу вверх по течению реки створа, являются основным контактом между северной Тянь-Шаньской преградой, по существу, состоящей из интрузивных пород в этой зоне, и так называемой Таджикской депрессией, здесь в основном состоящей из интенсивно складчатых осадочных пород, начиная с Юрского периода.

Эти осадочные породы пострадали от надвигов к северо-западу, созданных под высокими сжимающими тектоническими напряжениями. Два крупных разлома вблизи створа плотины, а именно Йонахшский и Гулизинданский Разломы, относятся к этой системе надвигов.

Кроме того, антитетические разломы были сгенерированы движением вверх по течению блоков вдоль надвиговых разломов. Основным разломом, относящимся к этой семье, является известный Разлом № 35, надвигающийся на юго-восток, и срезающий основание плотины.

Сейсмическая активность разломов была продемонстрирована в прошлом, когда геодезические измерения показали, что медленные движения ползучести от 1 до 2 мм/год в среднем происходили вдоль Йонахшского и Гулизинданского разломов, как указано в Сс. [1] (§ 2.2.3.), и в выпущенных позднее документах. Движение было также засвидетельствовано вдоль разлома № 35, при более низкой скорости (см. отчет Фаза 2 – Том 2 – Глава 2 – Геология, § 3.3.2).

Дальше к северу, а чуть выше по течению створа плотина, Отчет по проектированию 1978 года упоминает, что движение также чаще всего происходит вдоль разлома 367 (Сс.[1], § 2.6.4).

На всем участке, присутствуют другие разломы, представляющие такое же положение, что Йонахшский или разлом № 35. Одним из основных заметных на участке, является Разлом № 70, подобного положения, что Разлом № 35, о котором сообщается, что был проведен мониторинг в разведочной штольне № 1030 левого берега. Мониторинг (с точностью до 0,1 мм) остановился по истечении двух лет с сообщениями об отсутствии движения вдоль этого разлома (см. [4], § 1.1.1.2).

Следовательно, предполагалось в первоначальном проекте ГПТ, что никаких деформационных движений не происходило внутри блока, ограниченного Йонахшским разломом на верхней стороне и разлома № 35 на нижней стороне. Следовательно, этот блок был выбран для установки основных сооружений проекта ГЭС.

Таким образом, и в результате тектонической кинематики, сам створ плотины можно условно разделить на три части: □

- Сектор, расположенный к северу от Йонахшского разлома, где надвиговое движение по этой крупной тектонической особенности породило асимметричную синклиналь (Кирбичская синклиналь)
- Надвиговой блок, ограниченный к северу Йонахшским разломом и разломом № 35 к югу, где основные сооружения ГЭС должны быть расположены; залегание пород имеет такое же положение, что и Йонахшский разлом, круто погружаясь к ЮЮВ,
- Зона, расположенная ниже разлома № 35

Эта конфигурация показана на рисунке 2.1. (Гулизинданский разлом, расположенный на расстоянии около 1 км от створа плотины, не показан на рисунке).

Положение Йонахшского разлома 130/70-80 (а затем в направлении вниз по течению), в то время как Разлом № 35 имеет 330-340/45 среднее отношение по направлению вверх по течению. Общее положение напластования породы в среднем составляет 130/70.

Как правило, наблюдения на местах в поверхности подтверждает свидетельства тектонической активности, так как сравнительно со многими другими участками, трещины в пределах горного массива выглядят как свежие, четкие срезы, часто с отверстием на поверхности, так что он производит впечатление (геологически)

недавних движений горных масс. Мы вернемся к этой теме позже, поскольку она считается очень важной.

## 2.2 Свойства пород основания плотины

Что касается свойства пород основания, осадочные породы створа плотины, в основном состоит из чередования менее устойчивых аргиллитов и алевролитов, по отношению более устойчивых песчаников, с широко представленным гипсом. Младшие образования, такие как Верхнемеловые и Палеогеновые дополнительно представляют слои известняка, сланца или мела.

Песчаник, как сообщается, мелкозернистый (в основном округлые зерна кварца от 20 до 45%, иногда до 60%, остальные в основном полевой шпат), с углеродистым цементом.

Каменная соль присутствует в Йонахшском разломе (см. пункт 2.3) и в Гулизинданском разломе, а также в диапиры, более или менее, выравненные вдоль главного Иляко-Вахшского разлома. Соль, вероятно, действует как поверхности отслаивания для надвиговых разломов.

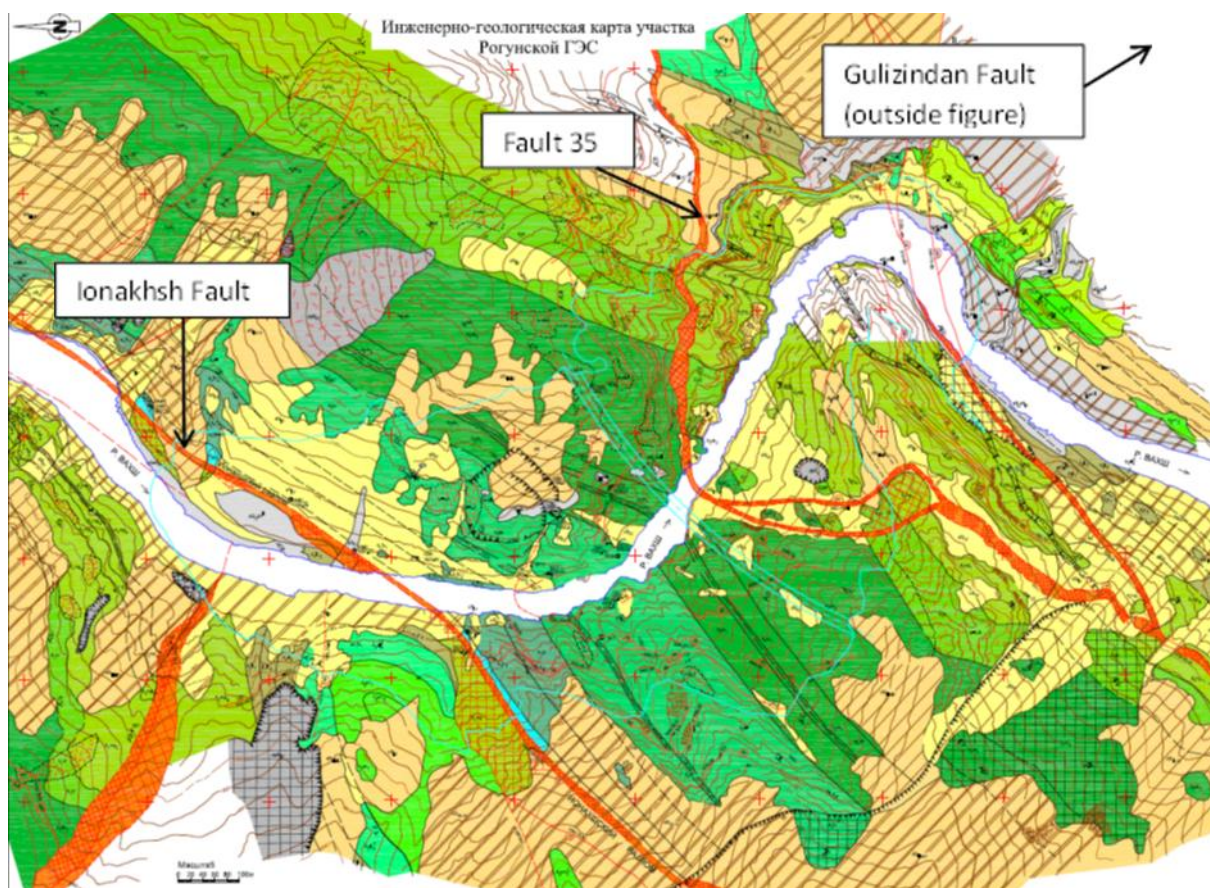


Рисунок 2.1: Определение основных тектонических особенностей на створе плотины (Гулизинданский Разлом находится дальше в юго-восточном направлении и вне рамки рисунка, это субпараллельно и подобное положение, что и Йонахшского разлома)

Залегание горного основания в ущелье створа плотины круто залегает на юго-восток, с общим отношением 130/70, примерно параллельно Йонахшскому разлому.

Последовательность геологических слоев и образований от Юрского до Верхнемелового, а также распределение в природе пород, представлена в таблице 2.1.

Особо нужно упомянуть гипс, который разбросан во многих различных геологических образованиях створа. Как подчеркивается в Отчете Фазы 0, посвященный анализу процессов растворения каменной соли, гипс присутствует рядом с каменной солью как продукт гидратации примеси ангидрита, содержащийся в каменной соли после растворения последнего. Это особенно найдено в аргиллитах Гаурдакской свиты, прилегающих к Йонахшскому разлому, но гипс может быть найден как слои от 50 до 200 мм толщиной в пределах Лятобандского образования, но особенно в Верхнеальбианском образовании, где толщина слоев гипса достигает 6 метров.



Geological age	Formation	Symbol	Thickness of geological layer (m)	Thickness on dam site (m) (4)	% of content of the different kinds of rocks (4)					Lithology and description of rocks
					Sandstones	Siltstones (aleurolites)	Mudstones (argillites)	Limestone	Gypsum	
Maastrichtian		K <sub>2m</sub>	80 - 110	-	-	-	-	-	-	Grey, pink-grey, massive LIMESTONE with rare interlayers (0.5-10 m) of SANDSTONE. Limestone in the basis are slightly argillaceous, greyish-green and fossiliferous.
	Campanian	K <sub>2cp</sub>	50 - 55	-	-	-	-	-	-	Green, grayish-green mudstone, slightly sandy, with interlayers (0.5 m) of marls; grayish-green, weakly sandy limestone with fossil debris; grey sandstone.
Santonian		K <sub>2st</sub>	53	-	-	-	-	-	-	Bedded, greenish-grey and pink, bedded gypsum; grey, yellowish-grey, brown, reddish, greenish-grey, purple mudstone, siltstone and sandstone.
	Coniacian	K <sub>2cn</sub>	65 - 80	-	-	-	-	-	-	Greenish-yellow micaceous sandstone with interlayers of grey, sandy limestone and yellowish argillaceous limestone.
Turonian	Upper Turonian	K <sub>2t2</sub>	150-160	231		50	49	1		Upper suite: thin alternant grey, and dark grey shales and yellowish-grey, clayey limestone and marls. At the base of this suite, up to 20 m thick fossiliferous limestone layer. Lower suite: grey fossiliferous limestone, greenish-grey, marly shales with interlayers of fossiliferous marls. Gypsum mentioned in source (2)
	Lower Turonian	K <sub>2t1</sub>	90	82		95	5			Dark-grey and greenish-grey shales with rare interlayers of grey fossiliferous marls.
Cenomanian	Upper Cenomanian	K <sub>2cm2</sub>	33 - 60	61	5	18	74	3		Alternant grey, fossiliferous clayey limestone with dark grey and grey shales, micaceous sandstone, siltstone and shales with gypsum lenses.
	Lower Cenomanian	K <sub>2cm1</sub>	45 - 50	45	15	30	55			(1): Mudstone, sandstone, limestone, gypsum; (2): Grey, pinkish-grey cryptocrystalline compact limestone, greyish-green, locally brownish, medium-grained sandstone. (3): alternant dark grey and gray shales, with gypsum lenses, grey argillaceous limestone.
Albian	Upper Albian	K <sub>1al</sub>	50-65	50	20	45 <sup>(b)</sup>	1	34		Mostly alternant brownish-red claystone and gypsum, with grey sandstone. Frequent interlayers of white and pink saccharoidal gypsum with greenish-grey and brownish claystone, siltstone and sandstone. Rare interlayers of light-grey limestone.
	Middle Lyatoban	K <sub>1lt2</sub>	30 - 130	21	59,1	23,4	14,1	3,4		Dark-brown, fine-medium grained, micaceous sandstone with interlayers of greenish-grey siltstone (0.1-0.2 m).
Lower Lyatoban		K <sub>1lt1</sub>	35 - 115	38	24	15	23,2	33,3	4,5	Thin, dark-grey, greenish-grey shales with thin layers (0.3-0.5 m) of light-grey cryptocrystalline limestone, dolomite, marls (0.6 m) and white saccharoidal gypsum (0.1 to 0.4 m). In the medium part of the layer -
	Mingbatman (5)	K <sub>1mgs</sub>		51	86	13,5	0,5			Dark-brown to light-grey, fine-grained sandstone with some interbeds of siltstone (0.5 to 3 m)
Mingbatman (4)		K <sub>1mga</sub>		74	64	25	11			Alternance of dark-brown, fine-grained sandstone, with siltstone and claystone layers of variable thickness): 8 m-thick layer of brown sandy siltstone with some claystone in the lowest part
	Mingbatman (3)	K <sub>1mgs</sub>	130 - 375	73	87,5	10	2,5			Pinkish-brown to reddish-brown sandstone with thin interbeds of siltstone and claystone; some interbeds of breccia (0.15 to 0.8 m)
Mingbatman (2)		K <sub>1mgs2</sub>		29	45	12	43			Regular alternance of light-brown sandstone, siltstone and claystone
	Mingbatman (1)	K <sub>1mgs1</sub>		97	80,5 <sup>(c)</sup>	17	1,5			Reddish-brown to dark brown, fine to medium-grained sandstone with thin interlayers of siltstone and claystone. (up to 0.5 m)
Karakuz		K <sub>1kr</sub>	85 - 175	101	69	12	18,9		0,1	Reddish-brown sandstone with interlayers of grey and brownish mudstone; continuous gypsum layer of average 0.25m thickness close to the lower contact
	Upper Hauterivian - Aptian	K <sub>1ob2</sub>	110 - 240	229	96,1	2,7	1,2			Sandstones, mainly brownish-red and purple with brownish-grey and light-grey interlayers; subordinate thin mudstone interlayers.
Lower Hauterivian - Valanginian - Hauterivian	Lower Obigarm	K <sub>1ob1</sub>	80 - 115	93	0,1 <sup>(d)</sup>	85 <sup>(d)</sup>	14,6 <sup>(d)</sup>			Brown, dark-grey, green mudstones, siltstones; white gypsum interlayers, up to 30 cm thick in the middle part; upper part includes light-grey sandstone interlayer.
	Kuzyltash	K <sub>1kz</sub>	165 - 205	192	83,3	6,6	10,1			Brownish-red, fine-medium grained, micaceous sandstone, subordinate interlayers of siltstone and mudstone.
Upper Yavan		K <sub>1yv2</sub>	40 - 100	54	13	41	46			Reddish-brown and brown, foliated mudstone, siltstone. Source (2) mentions malachite (Cu) in two interlayers of greenish-grey, bluish-grey mudstone.
	Lower Yavan	K <sub>1yv1</sub>	30 - 285	48	55	45				In the upper part, reddish-brown, brown and purple fine-grained sandstone, siltstone and mudstone. Lower part: dark-brown and reddish-brown shales and siltstone, some gypsum lenses 0.1 - 0.3 m thick.
Jurassic	Gaurdak	Jgr	400	22		100				Reddish-brown mudstone with gypsum, overlying salt rock (halite)

Sources mentioned if the description is different: (1) FS 1978; (2) Stratigraphic column 1962-63; (3) Geological report (draft) 2012, Varki Tojik

(4) 1174-03-78, Sheet 1, FS 1978

(a) Estimated from the drawing (no mention)

(b) From Table 2.4 of FS 1978 (total not found to be 100% in drawing 1174-78-03, sheet 1)

(c) Total not found to be 100%; probably 81.5%

(d) From Table 2.4 of FS 1978 (total not found to be 100% in drawing 1174-78-03, sheet 1)

Таблица 2.1: Стратиграфия осадочных пород участка плотины с описанием характеристик пород и приблизительное распространение типов (таблица созданная из различных источников)

Распределение горных пород заключается в следующем:

- Геологические образования от Юрского (Гаурдак) до Мингбатман создают основу проектируемой плотины, на юго-восточной стороне Йонахшского разлома,
- Образование Мингбатман и помладше образования находятся на северо-восточной стороне Йонахшского разлома, а также далее в юго-востоке, за створом плотины, так и в рамках "зоны разуплотнения" (см. пункт 2.4.3).

Их геотехнические характеристики описаны в пункте 6.5 и 8.2 ниже.

### 2.3 Каменная соль Йонахшского разлома

Как кратко упоминалось выше, каменная соль, относящаяся к Юрской Гаурдакской свиты, присутствует вдоль двух основных надвиговых разломов (Йонахшский и Гулизинданский), а также вдоль диапиров Иляко--Вахшского разлома, вверх по течению от створа плотины.

Учитывая, что Йонахшский Разлом должен быть расположен ниже плотины первой очереди (отметка 1110 мнум), и, следовательно, под верхней призмой основной плотины, много исследований было посвящено знанию геометрии соляного клина,

Геотехнические вопросы, связанные с присутствием соляного клина в Йонахшском разломе и оценкой и влиянием возможного растворения, являются предметом Отчета фазы 0, и не будут рассматриваться подробно здесь.

Тем не менее, стоит упомянуть здесь основные результаты различных исследований, чтобы понять геологическую и геотехническую рамку створа. Согласно исследованиям 1978 г для Исходного Проекта ([1], § 2.6.6.), геометрия соляного клина в Йонахшском разломе является V-образный клин снизу вверх, расширяя в глубине, в связи с различными наклонами двух краев клина, а именно погружение в направлении вверх по течению от 82 до 85 градусов для лежащего обода (Йонахшский надвиговый разлом) и от 70 до 75 градусов по верхнему краю. На основании полученных результатов, увеличение толщины соли будет в среднем на 15 м на каждые 100 м. Толщина верхней конечности клина составляет около 1,5 или 2 м, до 12 м, с тенденцией роста с левого берега на правый берег ([1], § 2.6.6 и соответствующие чертежи).

Отметка оголовки соляного клина была впервые признана до 970 м нум на левом берегу (скважина 1019, где его толщина уменьшается до менее чем 2 м), и, как сообщается, локально представлена выемкой строительных туннелей (Сс.[16], § 2.1.1.). Высота верхней части каменной соли на дне долины оценена в 950 м над уровнем моря, следовательно, около 32 м ниже самого низкого уровня воды в реке. В правом берегу, высота оголовки соляного клина варьирует от 956 м над уровнем моря и достигает 964 м над уровнем моря (скважина 2013 в) на самом глубоком расположении исследуемого участка внутри берега (Сс.[1], § 2.4 и соответствующие чертежи; Отметим, что в том же документе, § 2.6.6, рисунки отличаются, в частности, в связи с очевидной путаницы между левым и правым берегами).

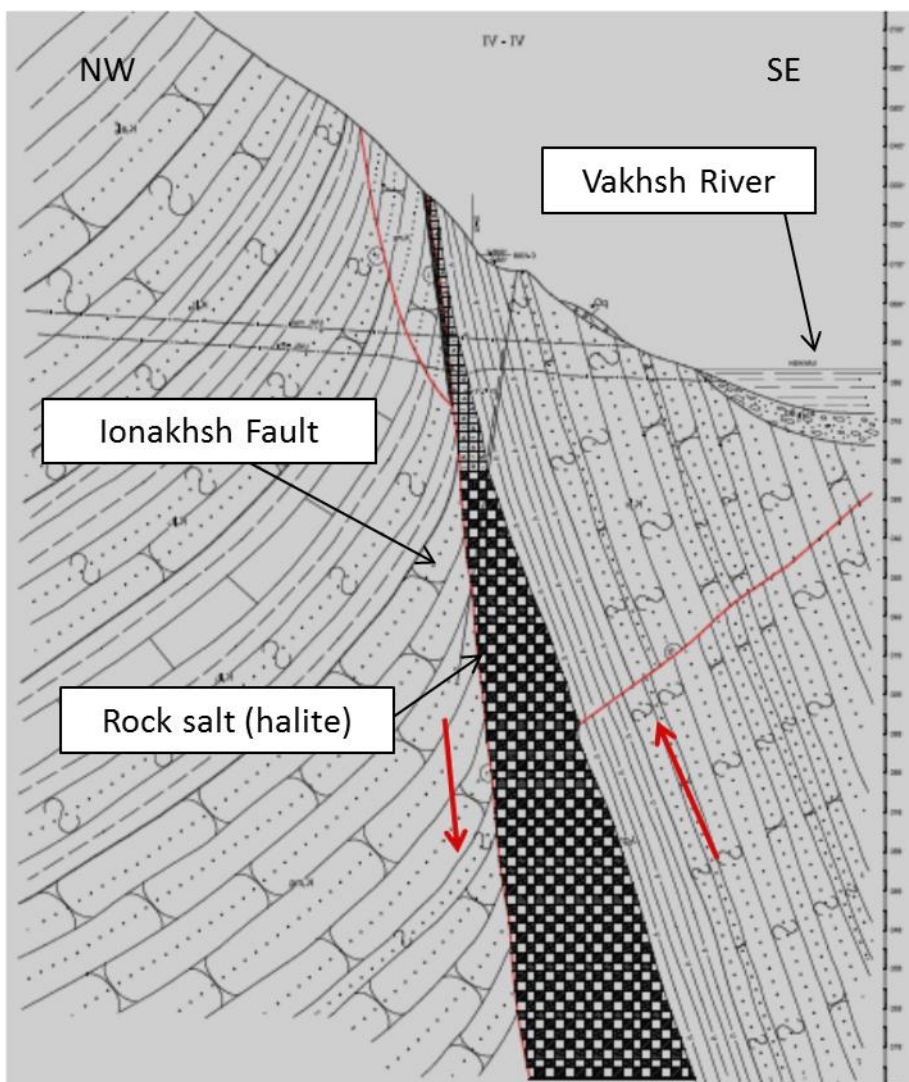


Рисунок 2.2: Типичное поперечное сечение, показывающее форму соляного клина (черные и белые квадраты) в Йонахшском разломе, на правом берегу реки Вахш, вверх по течению от створа плотины; толщина соляного клина увеличивается в сторону правого берега

Рисунок 2.2 показывает соответствующее типичное поперечное сечение соляного клина в Йонахшском разломе. На правом берегу, исследования остановились в конце разведочной штольни 1001, около 500 м от русла реки вдоль разлома. Штольня не достигла предела "зоны разуплотнения" (см. пункт 2.4.3).

Каменная соль, появившаяся как крепкая горная порода, без трещин и водонепроницаема, где галит (солевой минерал) составляет от 76 до 92% всей породы (Сс.[1], § 2.2.2), и 79,3% в среднем (та же ссылка, § 2.5.2, и Сс.. [16], § 2.1.6.2.). Остальная часть породы в основном из ангидрита (по оценкам, в среднем 50% компонентов, отличных от галита), и кусочки заделочной породы. Предполагаемый удельный вес каменной соли оценивается в  $21,8 \text{ кН/м}^3$ , с пористостью в 0,027 (Сс.[1], § 2.5.2). Сс.. [26] (§ 1.3.1.) рассматривает различные значения для среднего состава каменной соли, где галит составляет всего 60,5% каменной соли, оставшаяся часть, состоящая из 25% ангидрита и 14,5% нерастворимых остатков, на основе испытаний, проведенных научно-исследовательским институтом ИГП в 1985 году (документ не предоставлялся Консорциуму).

Дискование, наблюдаемое во время бурения показало, что высокие напряжения сжатия действовали по разлому, и в таком состоянии, в исследованиях ГПТ подсчитано, что устойчивый рост соляного клина происходит и уравнивает процесс выщелачивания подземными водами. Равновесие между этими двумя явлениями (растущая соль и процесс выщелачивания) является основным предположением, сделанным для калибровки моделей растворения (см. Сс.[26] и Отчет по Фазе 0). По аналогии с ростом скорости тектонических линз разлома 35 и Йонахшского разлома, ГПТ оценивает восходящее движение соли, как «близкое к 2-3 мм/год» (Сс.[1], § 2.2.3). Однако эта скорость повышения была пересмотрена до примерно 2 см в год в исследованиях, начиная с 2005 года (см., например, Сс. [16]).

Действительно, выше оголовки соляного клина, присутствует нарушенная толща породы, вероятно, из-за постоянного выщелачивания соли. Даже падение инструментов было экспериментировано во время бурения разведочных скважин (скважина 1004б; Сс. [1], § 2.4) в этом нарушенном месте, обычно называемом «покрывающая порода» (Кепрок) в проектной документации, чьи размеры близки к ширине оголовки соляного клина (от 8 до 10 м в ширину на правом берегу) и от 12 до 14 м в высоту согласно Сс. [1], § 2.6.6 (от 7 до 8 м в высоту только по Сс. [23]).

Гидравлическая проводимость и пористость при больших масштабах «Кепрока» могли быть оценены посредством интерпретации испытаний по откачке к концу 2012 года по левому берегу реки Вахш. Гидравлическая проводимость в  $1.2 \cdot 10^{-4}$  м/сек. и пористость в 0,13 были найдены (см. Отчет по Фазе 0).

Свидетельство осаждения вторичного гипса - путем гидратации ангидрита - в пространстве, где соль была выщелочена, явствует из кернов различных исследуемых скважин, и порода, покрывающая зону растворения, появляется как коричневатокрасный, песчанной и илистой смеси с включениями гипса, ангидрита и алевролита (Сс.[1], § 2.4). Доля вторичного гипса, как говорится, около 6% и до 19% выше уровня грунтовых вод, и уменьшается до 2 до 3% ниже них (Сс.[1], § 2.6.6.).

Как подчеркивалось выше, влияние потенциального выщелачивания соли в Йонахшском Разломе на Сооружения является целью Отчета фазы 0.

Те же явления, связанные с наличием каменной соли, вероятно, произойдут в Гулизинданском разломе, где та же клиновидная каменная соль была обнаружена. Этот разлом пересекает Иляко-Вахшский разлом на 4 км выше по течению от створа плотины, на левом берегу реки Вахш. Вниз по течению от плотины он пересекает реку Оби-Шур, на отметке 1060 (Сс.[1], § 4.2). Потенциальные утечки из водохранилище через этот разлом рассматриваются дальше в этом отчете (см. п. 13.2 и § 6.5 Геологического отчета).

## **2.4 Геоморфологические свойства створа плотины**

### **2.4.1 Общий аспект**

На створе плотины, река Вахш делает резкий изгиб от СВ-ЮЗ направлении, параллельно региональной литологии, затем поворачивает на СЗ-ЮВ вокруг низовой пяты прогнозируемой плотины стадии 1, где она впадает перпендикулярно залеганию образований залегаемых пород. Она, наконец, возвращается по направлению к СВ-ЮЗ на низовой пяте основной плотины Рогунской ГЭС.



Рисунок 2.3: Вид ущелья реки Вахш на створе плотины, вниз по течению; Разлом 35 выделен на левом берегу, а также приблизительные следы Разлома 70 и небольшой Разлом 32 (назван согласно исходному чертежу 1174-03 - 78, лист 1 из работы [1]), оба имеют схожее положение; ось плотины находится недалеко от пересечения разлома 35 и русла реки.

Ущелье на створ плотины является V-образной, с крутыми флангами наклона от 40 до 60 градусов с локально крутыми скалами вдоль потока реки, особенно в песчаных образованиях. Рисунок 2.3 дает хорошее представление о топографических особенностях участка.

#### **2.4.2 Геодинамические процессы**

Что касается явлений геодинамики, камнепады, обвалы и оползни интенсивно развиты на и вокруг створа плотины.

Камнепады частые, особенно, когда идет дождь, из-за крутизны склонов и дифференциальной эрозии между прослоями алевролитов и песчаников.

Гравитационное провисание также является потенциальной причиной нестабильности горных масс на створе плотины.

Главные неустойчивости склона происходят на левом берегу, по-видимому потенциальные структурные неустойчивости вдоль трещин массива с похожими положениями, как и Разлом 35, погружаясь к Северо-Западу (300-40/10-50), которые, как правило, непрерывны и заполнены глиной (см. Рисунок 2.3 и дальше пункт 6.6.1.2 и 8.3.2). Такая оползень была идентифицирована чуть выше оси плотины стадии 1, в

плечевой зоне основной плотины, между отметками 1060 и 1180, более или менее между ядром плотины и Йонахшским разломом, с приблизительной шириной около 130 м. и прохождением вдоль склона около 160 м. (Сс. [24], 2.3.3.2.1.). Расположение этого оползня показано на рисунке 2.4.

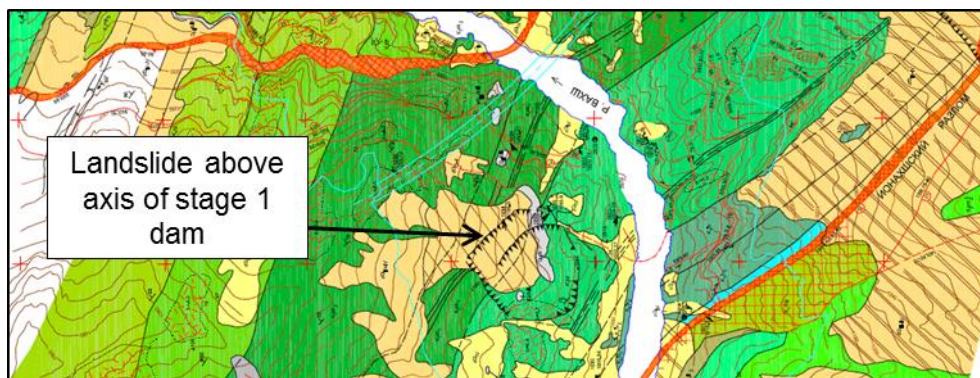


Рисунок 2.4: Определение оползня на левом берегу

Другая ползучая масса расположена чуть выше по течению, как раз над входом строительных туннелей, и, скорее всего, несет ответственность за зарегистрированные там разрушения.

Описание основных оползней и неустойчивостей склона на и вокруг створа плотины, а также в водохранилище, также доступно в отчете Фаза II – Том 2 – Глава 2 – Геология.

### **2.4.3 “Зона разуплотнения” правого берега**

Правый берег реки Вахш характеризуется своеобразным морфологическим свойством, в то время как он представляет, на верхней части, большое и относительно плоское плато на отметке 1700-1750. Эта самая особенность створа видна на рисунке 2.5.

Формирование такой особенности было объяснено в Исходном Проекте 1978, возникновением массивных оползней в прошлом, в различных стадиях. Впрочем, и хотя плотность исследований была высокой на самом створе плотины, эта структура была сравнительно очень мало исследовано (следует признать, что детальное исследование подземного сооружения такой большой массы потребовало бы много времени, с методами, вероятно, не такими эффективными, как сегодня).

Тем не менее, в проекте ИГП 2009 г. по достройку Рогунской ГЭС (Сс. [27], § 1.7.1.), уровень знания этой зоны считаются недостаточными из-за отсутствия скважин и других соответствующих исследований. Следовательно, дополнительные исследования были необходимы, и исследования в два этапа рекомендуются в документе (исследования поверхности, завершённые разведочной галереей 1001б, что простирается от существующей галереи 1001а по направлению к внутренней части правого берега, чтобы узнать геологические и геотехнические условия этой зоны ниже уровня будущего водохранилища).

Поэтому проверка воздействия заполнения водохранилища на эту зону, что здесь называется “зоной разуплотнения”, имело первостепенное значение. Тем более, что топографические характеристики этой зоны также напоминают карстовые зоны, то есть предполагают, что некоторые явления растворения имели место, или продолжают там. Поэтому, очень важно проверить, может ли рост порового давления в массиве при

заполнении водохранилища, привести к реактивации древних оползней, привести к дальнейшей эрозии растворимых пород на этом берегу.

Большинство дополнительных исследований, запрошенных Консорциумом, поэтому, связаны с исследованием этой части правого берега, структура которой подробно описана в отчете Фаза II – Том 2 – Глава 2 - Геология.

Отвергалась ранняя интерпретация крупного древнего оползня для образование данной зоны, оказалось, что там нет риска крупного оползня вовлекающее в себя всю зону разуплотнения.

Данный отчет рассматривает более точно геотехнические параметры «зоны разуплотнения» относительно плотины и водохранилища в пункте 12.2.

Однако, следует отметить наличие больших потенциально нестабильных масс в передней части этой структуры, у подножия которой большое количество обломочной породы, полученной от размыва накопленного откоса. Согласно Сс. [25]. (§ 1), русло реки Вахш сдвинуло правый берег от 70 до 90 м в период с 1978 по 2005 по этой причине.

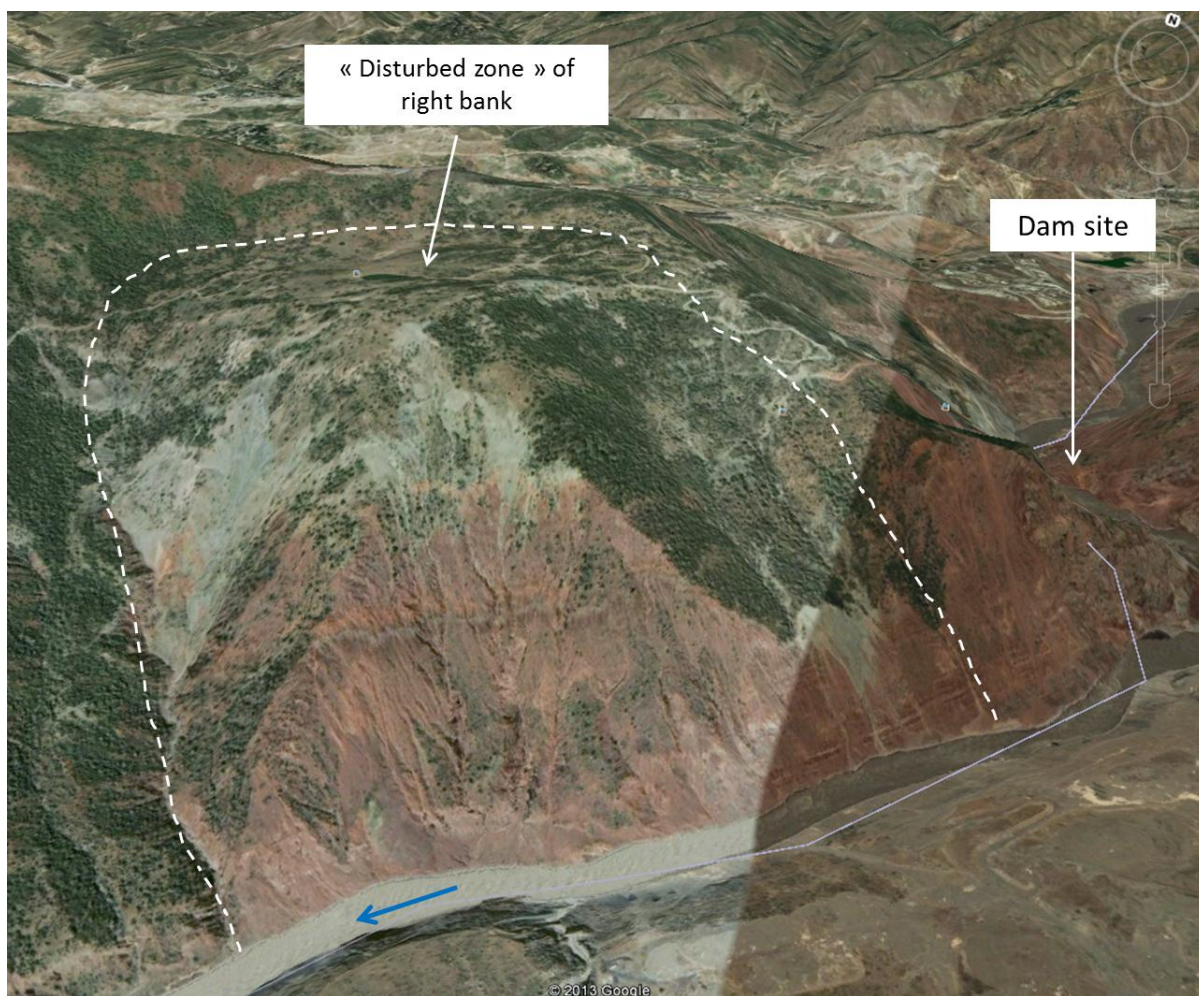


Рисунок 2.5: 3D Вид створа плотины (ущелье реки на правой стороне рисунка), и "зона разуплотнения" правого берега с его приблизительными пределами (из бесплатное ПО Google)

## 2.5 Сели

В связи с высокой тектонической активностью и быстрым подъемом уровня рельефа вдоль тектонических структур, а также иногда в связи с наличием растворимых пород (гипс, соль), неустойчивости склона являются обычными явлениями в пределах водосборных бассейнов разнообразных притоков реки Вахш.

Особенно, сели стекающие вниз от сая Оби-Шур, которая присоединяется к реке Вахш на левом берегу, непосредственно ниже створа плотины, уже доказали представление дальнейшего риска для электростанции. Как указано в работе. [9], § 1.4, 16 июня 1993 года, сели сая Оби-Шур - приведшие впоследствии к нарушению верхней перемычки в ночь с 8 по 9 мая 1993 г. - временно перегородили реку Вахш, в результате затопив большинство подземных сооружений, машинный зал и трансформаторного помещения (работы уже были приостановлены в течение предыдущего года).

Риски, связанные с селями особо рассматриваются в пункте 12.3.

Тем не менее, стоит упомянуть, что характерная плотина высотой 70 м находится на стадии строительства на сая Оби-Шур для того, чтобы сохранить грубую часть обломочной породы, принесенной селями, которые регулярно влияют на эту реку.

## 3 СХЕМА ОСНОВНЫХ СООРУЖЕНИЙ ОТНОСИТЕЛЬНО ГЕОЛОГИЧЕСКИМ ОБРАЗОВАНИЯМ, СОГЛАСНО ПРОЕКТУ ГПТ/ИГП

### 3.1 Схема сооружений

Различные схемы были разработаны, но расположение основания плотины и подземных сооружений, разрабатываемые в настоящее время или частично разработанные, вероятно, не должны быть радикально изменены. Общий вид подземных сооружений и их геологической среды представлен на рисунке 3.1 (выделенные жирные черные линии на этом рисунке указывают на геологические контакты на отметке машинного зала на левом берегу).

Геологическая среда и состояния основных сооружений кратко описаны в следующих пунктах.

### 3.2 Основание плотины

Можно выделить следующие три стадии строительства:

- Строительство перемычек и закрытие реки,
- Строительство плотины первой очереди, с отметкой гребня в 1110 мнум и нормальным уровнем воды при 1100 мнум,
- Строительство плотины второй очереди или окончательной плотины с отметкой гребня в 1300 мнум и нормальным уровнем воды при 1290 мнум.



Перемышка верхнего бьефа и плотина первой очереди должны быть основаны над Йонахшским разломом, на верхнем конце ущелья реки Вахш.

Основание окончательной плотины будет включать в себя все ущелье (Северо-Южное направление), ее ядро и фильтры будучи основаны в основном на алевролитах с низкой гидравлической проводимостью Ниже Обигарм, и выше разлома 35, который обнажает в нижней части тела плотины, внутри нижней призмы.

Разработки грунта были проведены для основания ядра плотины до 1993 года.

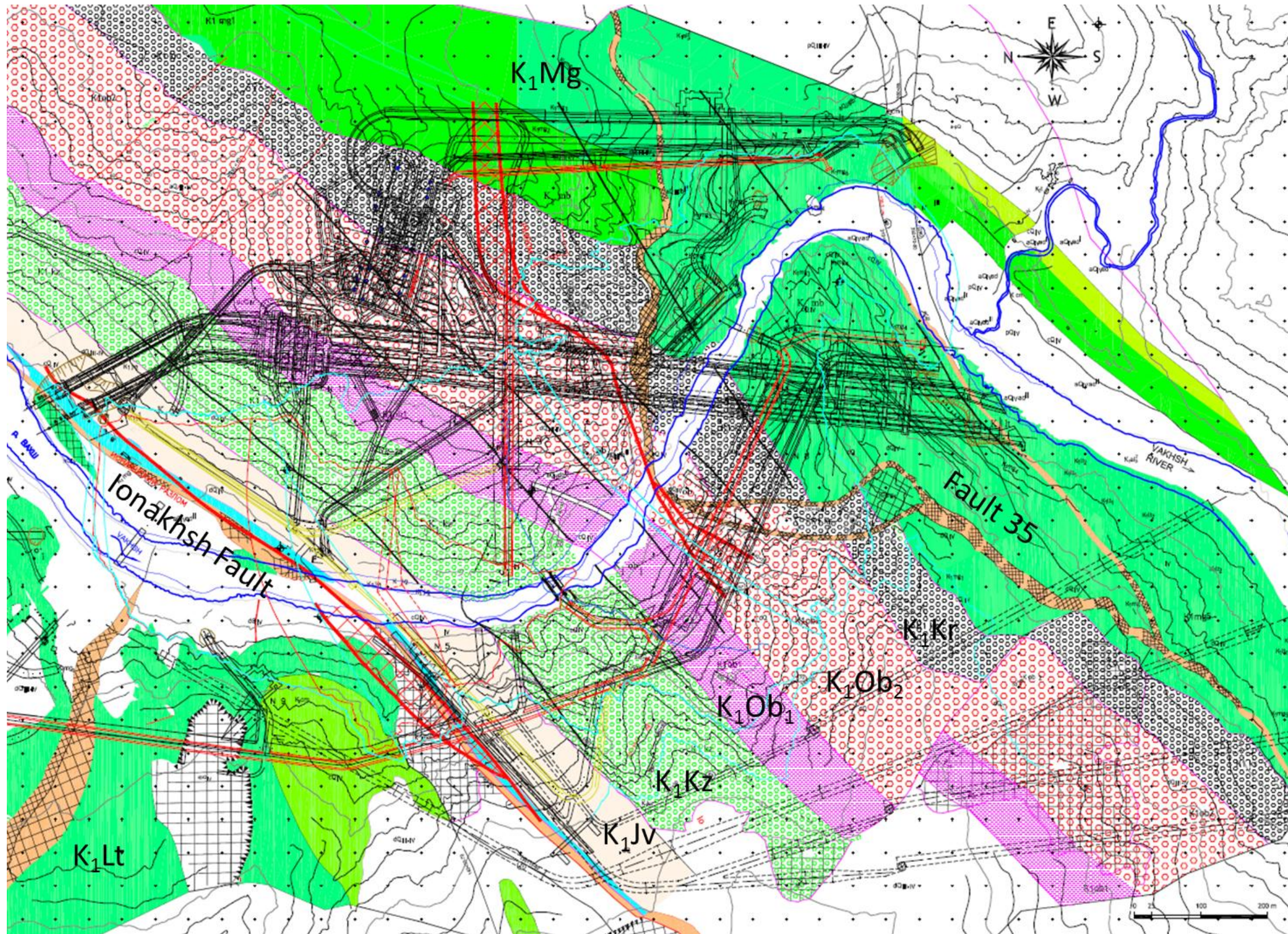


Рисунок 3.1: Расположение основных сооружений в отношении геологических структур, обратите внимание, что жирные черные и красные линии являются проекцией геологических контактов и разломов соответственно на горизонтальной плоскости, пересекающей подземный машинный зал (схема 2012)

### 3.3 Работы по отводу реки во время строительства

Два основных строительных туннеля должны пересечь все геологические сооружения, от их входных оголовок рядом с Йонахшским Разломом до образований Мингбатман вниз по течению. Они пересекают разлом 35, и реку чуть вниз по течению.

Нижняя часть строительных туннелей, в том числе, место пересечения Разлома 35, должны служить как безнапорные отводящие туннели.

Эти туннели были разработаны до 1993 года, но потерпели разрушения породы, особенно на их пересечении с Разломом 35.

### 3.4 Зона водозабора и подводящий туннель

Постоянные водозаборы должны быть расположены в породах Яванской свиты, на левом берегу, при приблизительной отметке 1170 м нум. Чтобы передать воду в машзал через туннель, пересекая в основном песчаники Кизилташ и алевролиты Нижний Обигарм до достижения здания ГЭС.

### 3.5 Машинный зал и трансформаторное помещение

Машинный зал - более широко используемый термин «машзал» был предпочтен «машинному залу» - является большим помещением, чтобы вместить 6 агрегатов. Размеры выемок согласно первоначальному проекту, согласно которому уже существующие части были разработаны, представлены ниже (источник Сс. [29].):

- Общая длина 219,7 м, в том числе монтажная площадка длиной 62,7 м и техническое здание,
- Высота 54,3 м в настоящей части (максимальная высота 68,7 м), 36,95 м в монтажной площадке и секции технического здания; точнее, отметка верхней части свода 1,001.2, с выемкой до 946,9 в настоящих частях и 932,5 на основании спиральных камер; выемка вниз до отметки 964,25 для монтажной площадки и технического здания,
- Ширина в 20.8 м.

Трансформаторное помещение находится на расстоянии 42,7 м от машзала (ширина каменного столба), в направлении вниз, его приблизительные размеры 199,6 в длину, 18,8 м в ширину и около 44 м в высоту.

Как видно на рисунке 3.1 от проекции геологических контактов, помещения, в основном, расположены в пределах жестких песчаников Верне-Обигармской свиты, за исключением части машзала, недалеко от ее западной оконечности (агрегаты № 5 и № 6), которая находится в ниже-Обигармских алевролитах.

Оба помещения были ориентированы в проекте ИГП в благоприятном направлении в связи с напластованием.

Верхняя часть из двух помещений была частично разработана до 1993 года, но они были затоплены в том же году, до откачки воды в 2005 году.

### 3.6 Водохранилище

Вверх по течению от створа плотина, водохранилище будет распространяться примерно в 70 км вдоль двух основных региональных разломов, а именно Иляко--Вахшского разлома и Гиссаро-Кокшальского разлома.

Подробная информация о геологических условиях в водохранилище приведены в отчете Фаза II – Том 2 – Глава 2 - Геология.

## 4 РЕЗЮМЕ ПРОВЕДЕННЫХ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

### 4.1 До начало строительства или во время строительства

Технический проект 1978 Рогунской ГЭС (Сс.[1]), представляет (таблица 2.1 указанной ссылки) характер и объем исследований, выполненных для создания проекта плотины, в соответствии с которым было начато строительство.

Некоторые дополнительные исследования, по-видимому, были выполнены после издания этого технического отчета, окончательный объем, согласно работе. [18], следующий:

- Геологические полевые исследования в различных масштабах,
- Бурение кернов в общей сложности 8960 м, частично с испытанием на проницаемость (№557 Тестирование инъекций воды до 1978 года),
- Проходка разведочных штолен (около 4000 м общая длина), бурение камер и шахт,
- Выполнение сейсмических профилей в разведочных штолен (3400 м до 1978 года) и в скважинах (480 м до 1978 года),
- Сейсмическая и ультразвуковая томографии,

Полевые и лабораторные испытания, включая натурные измерения напряжения, также были выполнены.

Рисунок 4.1 представляет собой карту за вычетом разведочных штолен, скважин, шахт и траншей, выполненных на створе плотины. Однако, надо отметить, что этот рисунок, будучи переводом чертежа доп.1079-03-183, воспроизведенного из работы [19]., некоторые ошибки были замечены относительно первоначальной карты (особенно, скважины в нижней части русла реки на самом деле находятся на берегах, и упомянутые отметки этих скважин ошибочны).

Помимо измерений напряжения, которые специально проанализированы в пункте 5, другие геотехнические испытания на месте были следующие:

- измерения деформации массива горных пород с помощью гибкого дилатометра скважин проводились в штольне 1030 (Разведочная штольня выработок),
- измерения деформации кругообразной камеры вблизи штольни 1030, нагруженной радиальными зажимами.

Ряд дополнительных исследований были достигнуты во время начала и в ходе строительства, поскольку больше информации было собрано, особенно из проходок подземных сооружений. Тем не менее, видимо, только часть этой информации могла быть доступной для консорциума (некоторые документы, на которые он ссылается не могли быть найдены, например, отчет Средазгидропроект, "Работа исполнительной документации - Сравнительная оценка инженерно-геологических условий", Ташкент, 1989).

## 4.2 После приостановления строительства в 1993

Некоторые незначительные исследования были выполнены в 2005 году, особенно сейсмические исследования по правому берегу.

Далее знания по участку были получены от повторного начала строительства, начиная с 2008 года.

Дополнительные исследования, причина которых будет вскоре пояснена дальше, проводились в рамках настоящего технико-экономического обоснования, в основном сосредоточенные на исследовании плато правого берега («зона разуплотнения») и составили:

- 5 скважин с испытанием Люжона на соответствующих глубинах, и некоторые дополнительные испытания механики горных пород,
- 3 сейсмических профиля,
- Микрогравиметрическое исследование,
- Установка 19 пьезометров,
- Родники: измерения расхода воды и химические анализы воды,
- 1 испытание по откачке в зоне разуплотнения Йонахшского разлома,

Геологические и геотехнические полевые исследования также были выполнены, в основном на поверхности правого берега, но и на створе плотины, особенно, посетив доступные бывшие разведочные штольни и существующие подземные сооружения.

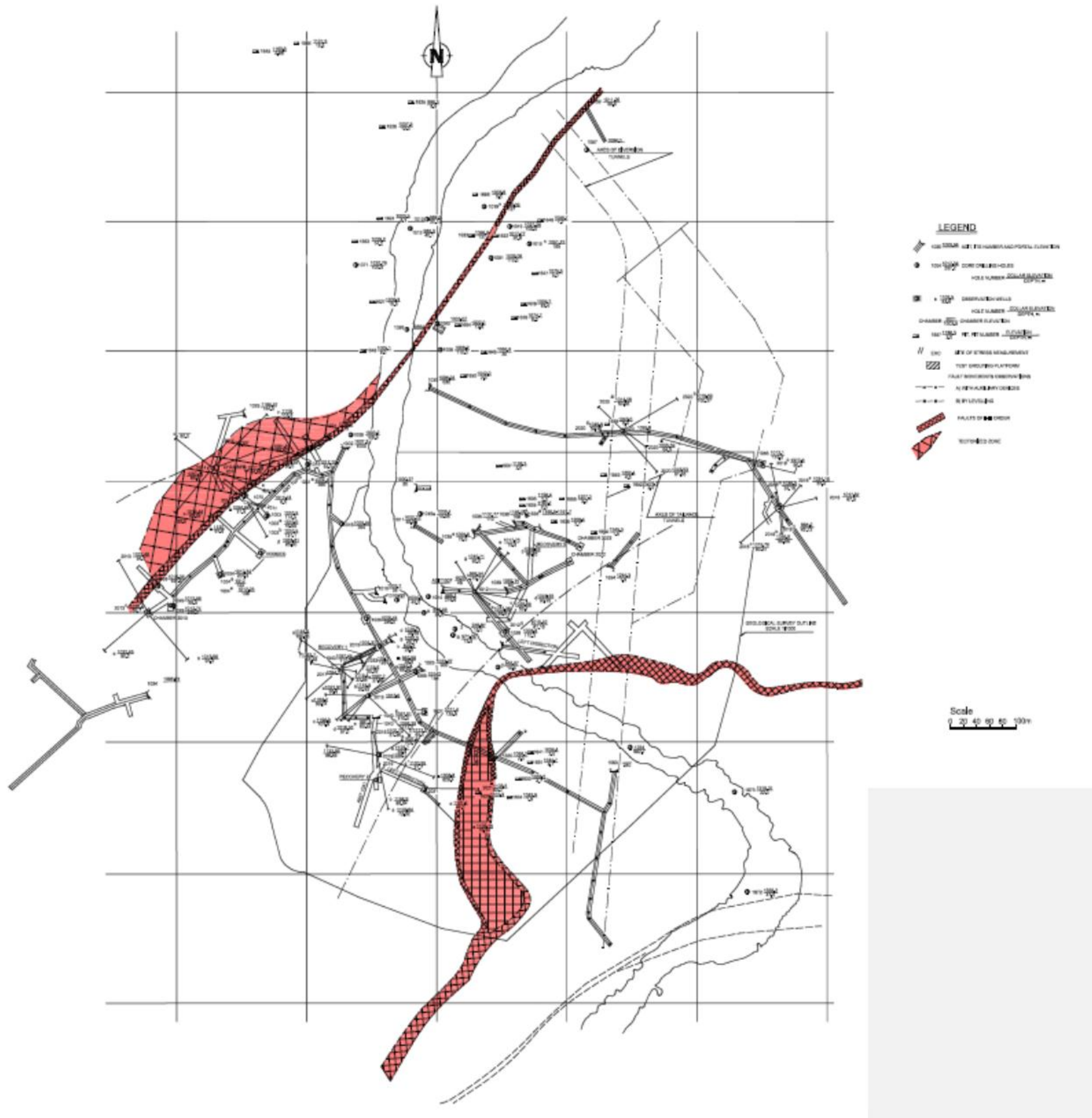


Рисунок 4.1: Карта проведения исследований на участке для строительства (перевод чертежа 1079-03-183, во введенного из раб. [19] геология, Геотехника и Сейсмические характеристики, Бад Вилбел, апрель 2006 г. [3])

Более подробно по этим дополнительным исследованиям см отчет Фазы II – Том 2 – Глава 2 – Геология и пункт 8.1.1 и 9.1 тут ниже.

## 5 АНАЛИЗЫ НАПРЯЖЕНИЯ НА МЕСТАХ

Как и следовало ожидать, при наличии надвиговых разломов (Йонахшский и Гулизинданский), створ представлен высоким напряжениям сжатия.

Высокие сжимающие напряжения, преобладающие в массиве горных пород были обнаружены дискованием в скважинах и наблюдениях в галереях ниже 100 м глубины под поверхностью земли в геотехнической зоне IV (нетронутая горная порода, без какого-либо выветривания или плохого воздействия).

Отчет Проектирования 1978 говорит, что измерения на местах напряжения участка проводились способом разгрузки (без дальнейшего уточнения) в пределах этой зоны IV. Результаты показывают, что напряжения на местах были значительно выше, чем вес вышележащей породы (который находится в диапазоне от 7,5 до 8,5 МПа при рассматриваемом расположении).

Максимальные измеренные значения были 26 МПа в среднем, направленные более или менее параллельно к горизонтальным швам и Йонахшскому Разлому (направление на северо-восток «с углом 5-8 градусов», Сс. [1], § 1.2.3), и 24 МПа в вертикальном направлении (Сс.[1], § 2.2.3 и чертеж 1174-03-F12).

Он делает вывод высокой прочностью сжатия напряженного состояния в основании плотины, согласующиеся с медленной, но регулярной ползучестью, наблюдаемой вдоль основных региональных надвиговых разломов (Йонахшский, Гулизинданский).

Чертеж 1174-03-F13 Сс [1] показывает расположение трех измерений напряжения в разведочном штольне 1030 (Левый берег, ведущий к выработкам), которая пересекает три основных геологических образований, делая основание плотины (Кызылташ - песчаники с некоторыми чередованиями алевролитов, Нижне Обигармский - алевролиты и Верхне Обигармский - в основном песчаники).

Таблица 5.1 показывает синтез результатов, полученных в штольне 1030, согласно Сс. [1]., чертеж 1174-03-F13. Результаты показывают, что:

- Измеренные вертикальные напряжения гораздо больше вес вертикальной вскрышной породы на местах измерений (почти до пяти раз в алевролитах ниже Обигармской свиты на ПК 280),
- Максимальные горизонтальные напряжения параллельно напластованию были измерены выше, чем перпендикулярные напластованию.

Расположение / Геологическое образование	Вертикальная вскрышная порода / Соответствующее предполагаемое вертикальное напряжение	Измеренное вертикальное напряжение	Измеренное горизонтальное напряжение, вдоль напластования	Измеренное горизонтальное напряжение, перпендикулярное напластованию
Галерея 1030	м / МПа	МПа	МПа	МПа
Вокруг РК 280, нижне-Обигармская, (вблизи контакта с Кизилташ)?	250 / 7	33	36	33
Вокруг РК 470, верхне-Обигармская, между разломами 70 и 35	370 / 10	22	34	25
вокруг РК 565, верхне Обигармская, выше на 30 м от Разлома 35	340 / 9	23	?	26

Таблица 5.1: Результаты измерения натуральных напряжений в разведочном штольне 1030, с вертикальными значениями напряжения по оценкам от веса покрывающего слоя на второй колонке для сравнения (данные из Сс.[1], чертеж 1174-03-F13)

В противоположность тому, что можно ожидать от присутствия надвиговых разломов (Йонахшский, Гулизинданский) основное горизонтальное напряжение поэтому будет ориентировано на северо-восток, примерно перпендикулярно плоскостям разломов.

Из синтеза измерений напряжения, путем «техника снятия напряжения», геофизики и корреляции, можно сделать вывод, что ниже 100 м глубины, поле напряжения можно предположить, как якобы-однородное, с вертикальным напряжением приблизительно от 12 до 14 МПа, и горизонтальными напряжениями в диапазоне от 11 до 19 МПа. Вектором максимального напряжения поэтому должен быть погружение от 10 до 15 градусов в направлении ЮЮВ, с амплитудой от 19 до 20 МПа (Сс. [3] и Сс.. [4], § 1.1.5). Никакого упоминания о напряжениях до 30 МПа, как в таблице 5.1 не сделано на данном этапе, как и в последующей документации, что мы смогли рассмотреть.



Это, однако, не меняет того факта, что максимальное горизонтальное напряжение измерялось более или менее параллельно напластованию. С учетом региональной тектоники, это подтвердит, что створ плотины, с точки зрения тектоники, единственная точка, с Иляко--Вахшским разломом, испытывающим внезапный и резкий изгиб именно здесь.

Причина этих осложнений в поле напряжения не ясна, и ИГП отметил, что быстрые изменения в поле напряжения могут произойти, даже в пределах одной скважины (Сс. [24], § 2.3.3.). Эвапоритовые тектоники свидетельствующие в «зоне разуплотнения» на правом берегу (см. отчет Фазы II – Том 2 – Глава 2 – Геология) также могут быть частичным объяснением этой ситуации. Дополнительные измерения напряжения будет представлять интерес в этом отношении, особенно на правом берегу, где о проведении таких измерений не сообщается.

Для условий проходки машзала и трансформаторных помещений, проведенные исследования показали, что состояние напряжения, как правило, однородно по глубине. Впоследствии сохраненные значения в этом месте являются максимальной величиной напряжения на месте от 19 до 20 МПа, имеющей тенденцию почти параллельно напластованию, с магнитудами от 15 до 18 МПа для горизонтального напряжения, и около 12 МПа для вертикального напряжения (Сс. . [9], § 1.5, Сс.. [10], и [11]).

## **6 ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОРОДНОГО МАССИВА И СООТВЕТСТВУЮЩИЕ ВАРИАНТЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СОГЛАСНО ИСХОДНОМУ ПРОЕКТУ**

### **6.1 Предисловие**

В этой главе мы опишем подход, сделанный ГПТ для установления Исходного проекта 1978 года, который преобладал для начала строительства. В этой главе также включены данные и результаты, полученные из последующих документов, изданных с 1978 до перерыва в строительстве в 1993 году, которые были предоставлены в распоряжение консорциума.

Никакой особой оценки не будет выполнено в этой главе, так как основной анализ и комментарии о различных выполненных исследованиях различными организациями будет проведен дальше, на основе наблюдений, сделанных консорциума (см. пункт 8).

Причиной выбора такого подхода (а не прямое сравнение различных исследований для каждого аспекта) является то, что отчет проектирования 1978 года и последующие документы, подготовленные в период строительства, являются основой всех различных исследований, проведенных впоследствии, которые большую часть времени использовали данные, упомянутые в этих документах первоначального проекта. Это во многом объясняется тем, что почти все исследования, проведенные на месте, были сделаны в этот период.

Поэтому, с начало, напоминание исходные данные из этих документов рассматривается в качестве наиболее подходящего для хорошего понимания последующего анализа.

Комментарии будут ограничены в этой главе до фактических аспектов анализа.

## **6.2 Основные принципы для определения характеристик породного массива**

ГПТ выполнил, для установления Проектного отчета 1978 (Сс. [1]) большое количество испытаний по различным образованиям, чтобы оценить их гидравлические и механические свойства. Другая информация была предоставлена в ходе подготовки и начала строительства. Очень мало информации дается по методологии этих тестов и их условий реализации, но они, скорее всего, все относятся к Советским стандартам, применимым в то время.

Эти тесты показали, что гидравлические и механические свойства пород сильно зависят от типа породы, степень выветривания и повреждения, и относительно, степень трещиноватости, (ширина, плотность и в конечном итоге заполнение трещин).

Основание породы состоит из песчаника для одной части, и алевролита или аргиллита, для другой части, от Юрской Гаурдакской свиты вплоть до образования Мингбатман. Помимо разницы в их геомеханических характеристиках, основное различие между алевролитами (и аргиллитами) и песчаниками является их заметно отличительная чувствительность к атмосферным воздействиям. Дифференциальная эрозия между уровнями алевролитов и песчаников легко заметна на створе плотины, с более прочным пластом песчаника, выступающим между уровнями сетки алевролитов. Рисунок 6.1 иллюстрирует эту разницу.

ГПТ объясняет в Сс. [1] (§ 2.5.3.1), что из-за этих присущих различных проявлений выветривания и разрушения между песчаниками и алевролитами, последние резко снизили свою прочность относительно поверхности, а песчаники наоборот, еще один критерий кроме прочности нетронутой породы или открытия трещин, должны быть приняты, чтобы характеризовать объем выветривания и разрушения породного массива.

В связи с этим, результаты гидравлических испытаний в скважинах были найдены ГПТ, чтобы быть лучшим индикатором для определения геотехнических зон, т.е. зон, в которых породные массивы могут быть предположены с подобными геомеханическими характеристиками.



Рисунок 6.1: Воздействие дифференциальной эрозии слоев аргиллита и песчаников на створе плотины (срез Разломом 70, правый берег реки)

### 6.3 Геотехническое зонирование породных массивов

Концепция геотехнического зонирования в соответствии с выветриванием и разрушением распространена в проектах, разработанных в соответствии с советским, а затем Российскими стандартами.

Как указано здесь выше, забор из гидравлических испытаний в скважинах был выбран для определения четырех геотехнических зон для створа, что уменьшает водозабор в глубине. Эти четыре зоны являются следующими:

- **Зона I сильного выветривания и разрушения:** эта зона может быть найдена в приповерхностных зонах горных масс и характеризуется сильным выветриванием и разрушением; песчаники с широкой трещиноватостью, в то время как свойства прочности и сдвига алевролитов и аргиллитов значительно снижаются,
- **Зона II выветривания и разрушения:** в этой зоне, трещины, наблюдаемые в песчаниках и алевролитах, имеют меньшие отверстия, чем тот, что наблюдается в зоне I, в то время как прочность породы практически не изменяется,
- **Зона III разрушенные породы:** в этой зоне, расположенной более глубже, эффект выветривания считается незначительным, но эффект разрушения все же заметен,
- **Зона IV нетронутая порода (без выветривания и эффекта разрушения):** в этой зоне, горная масса считается свободной от эффекта разрушения откосов; трещины закрыты в алевролитах и имеют минимальную ширину в песчаниках;

подзона IVa даже различается, где породная масса перенапряжена высокими напряжениями на местах (см. пункт 6.5.1).

Для полноты, следует добавить зону декомпрессии, расположенную непосредственно над оголовкой соляного клина, находящейся в Йонахшском разломе, обычно называемой «покрывающая порода» (Кепрок) в проектных документах, как уже было представлено в 2,3 выше.

## 6.4 Обоснование геотехнического зонирования согласно Первоначальному Проекту

### 6.4.1 Процедура гидравлических испытаний в скважинах

Согласно Рогунской ГЭС (Сс. [32]), процедура гидравлических испытаний направлена на определение специфического пропуска водозабора  $q$  горной массы при испытании интервала скважины, в литрах в минуту и единицы длины скважины, при давлении 1 м воды. Сделано предположение, что пропуск водозабора возрастает пропорционально давлению внутри испытательного участка, то есть, что  $q$  (в л/мин/м<sup>2</sup>) задается следующим соотношением:

$$q = \frac{Q}{Hl}$$

где  $Q$  (л/мин) является измеренным пропуском через испытательный участок длиной  $L$  (в метрах), под давлением  $H$  (в метрах водяного столба).

Предположение о линейности пропуска относительно давления является приблизительным, так как формально, изменение режима потока через трещины при увеличении давления должно происходить.

В русской технической документации, удельное поглощение, поэтому, часто дается в л/мин, сброс 1 л / мин до 1 м напора воды теоретически равен 100 ед. Люжона.

Как испытание Люжона, как определено первоначально, удельный водозабор горной массы отличается от настоящего испытания на проницаемость. Одна единица Люжона обычно принимается в качестве эквивалента гидравлической проводимости - или проницаемости в  $10^{-7}$  м/с.

Подобно этому, гидравлическая проводимость  $K$  (в метрах в день) горной массы выводится из удельного водозабора  $q$  следующим соотношением:

$$K_{m/d} = 3q$$

с  $q$  в л/мин. Таким образом, гидравлическая проводимость, измеренная в метрах в секунду составляет:

$$K \approx 1.16 \cdot 10^{-5} K_{m/d} \approx 3.47 \cdot 10^{-5} q$$

Другой коэффициент кроме 3 может быть использован в некоторых условиях, как было предварительно сделано для калибровки гидрогеологической модели (см. Сс. [33], Таблица 2.1.5.).

#### **6.4.2 Геотехническое зонирование согласно результатам исследования**

В соответствии с Проектным отчетом 1978 (Сс.[1], § 2.1), общее количество до 557 тестов закачки воды были проведены в 92 скважинах, как правило, с 10 м длиной интервала испытания, реже, 5 м, при переменных давлениях, и до 2 МПа. Далее в том же документе, (Сс.[1]) § 2.3.2.1), в общей сложности 964 проб воды всякого рода упоминается, видимо для большей площади вокруг створа.

Стоит отметить, что параллельно, геофизические исследования в галереях и в скважинах предусмотрены, для различных породных массивов, измерений на местах скорости продольных волн  $V_p$ .

Так как высота должна быть принята во внимание при оценке расширения каждого из четырех геотехнических зон, анализ проводили с разделением породы основания на четыре слоя, а именно:

- Ниже отметки 1010, то есть, не более 50 м над руслом реки, примерно, □
- Между отметками 1010 и 1090
- Между отметками 1100 и 1170,
- Между отметками 1170 и 1290.

На рисунке 6.2 и Рисунке 6.3, изменения средних значений удельного водозабора и скорости продольной волны, полученные разными испытаниями, приведены на одном графике (значения те, что в Сс.[1], чертежи 1174-03-F18 до 23).

Рисунок 6.2 показывает, что в песчаниках,

- Обе, скорость продольной волны и водозабора, достигли своих экстремальных значений (соответственно около 4 км/с и менее 10 единиц Люжона) между 60 до 70 м расстояние от поверхности,
- Толщина зоны I и зоны II в песчаниках меняться в зависимости от отметки от общей толщины около 35 м ниже отметки 1010, примерно до 60 до 65 м выше отметки 1100.

В алевролитах, Рисунок 6.3 показывает, что:

- Обе, скорость продольной волны и водозабора достигли своих экстремальных значений (соответственно от 3 до 3,5 км/с и меньше, чем 2 ед. Люжона) примерно от 40 до 50 м расстояние от поверхности,
- Толщина зоны I и зоны II в алевролитах меняться в зависимости от отметки от общей толщины около 25 м ниже отм. 1010, примерно до 40м выше отм. 1100.

Эти общие тенденции в вариации свойств песчаника согласуются с ожидаемой большей гидравлической проводимостью песчаников относительно алевролитов. Аналогичным образом, это соответствует лучшим геомеханическим свойствам песчаников.

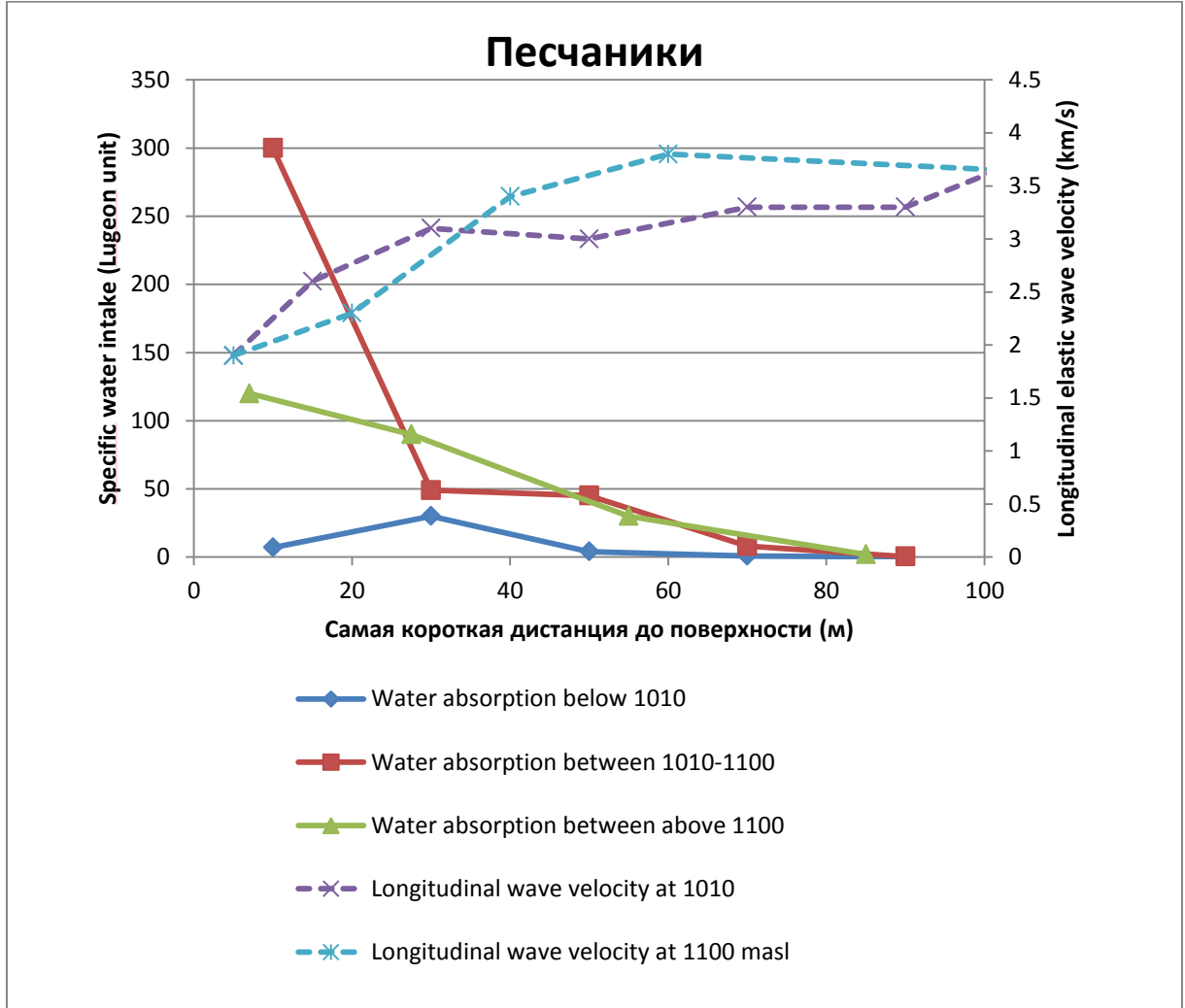


Рисунок 6.2: Изменение гидравлических и механических свойств песчаников с наименьшим расстоянием до поверхности (из значений, даны в Сс. **Error! Reference source not found.**, ертежи 1174-03-F18 до 23)

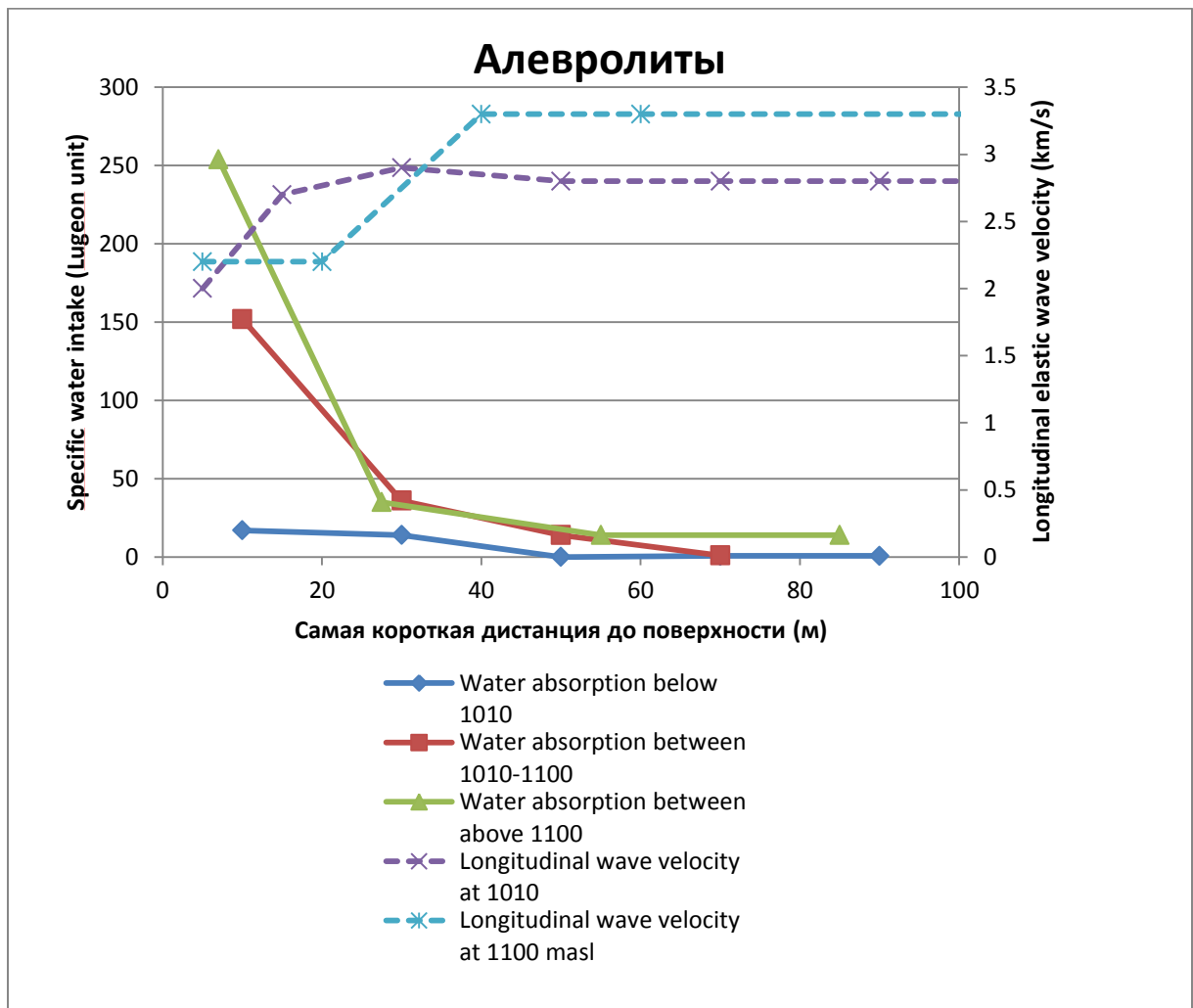


Рисунок 6.3: Изменение гидравлических и механических свойств алевролитов с наименьшим расстоянием до поверхности (из значений, даны в Сс. **Error! Reference source not found.**], чертежи 1174-03-F18 до 23)

Эти общие тенденции в вариации свойств песчаника согласуются с ожидаемой большей гидравлической проводимостью песчаников относительно алевролитов. Аналогичным образом, это соответствует лучшим геомеханическим свойствам песчаников.

Разница в толщине выветренных/нарушенных зон связана с тем, что, в связи с крутизной стен долины, выветренные и разрушенные зоны, были размыты в нижней части.

Проектный отчет ссылается на чертеж 1174-03-78 лист 2, который обеспечивает характерные значения водозабора и скорость продольной волны, рекомендуемые для различных геотехнических зон, а также записаны экстремальные значения. Соответствующая часть этого чертежа переведена и приведена в Таблице 6.1.

Sandstones																						
Interval of elevations	Geotechnical zone (*)	Shortest distance between surface and lower limit of the zone (m)	Water absorption q (100 l/mn roughly Lugeon unit)										Velocity of longitudinal waves Vp (km/s)									
			Number of tests	Characteristic values				Highest values				Number of tests	Characteristic values				Lowest values					
				From	To	Average	Standard deviation	Percentage of the tests	From	To	Average		Standard deviation ??	From	To	Average	Standard deviation	Percentage of the tests	From	To	Average	Standard deviation ??
Below elevation 1010	I	0-10				100							14	1,2	4	2,1	0,9					
	II	35	8	3,6	50	23	17						47	1,8	4,8	3,1	0,8	9,6	0,9	1,6	1,4	0,3
	II / 35		7	0,6	2,5	1,7	0,5															
	III	60	5	0,8	9	4	3						26	1,7	4,4	3,1	0,8	3,7			1,4	
	III / IF	50	12	0	1,3	0,4	5															
	IV	150	9	0	2	0,2	0,5						14	2,7	4,8	3,6	0,6	12,5	2,1	2,2	2,2	
	IVa	>100		0	1,8	0,2	0,5	7	4	4	4	0	37	3,2	6,1	4,1	0,8	75	2,6	2,8	2,7	
IV / IF	>150 <sup>(1)</sup>	18	0	0,7	0,2	0,2	40	1	5	2	1	8	2,2	3,8	3,3	0,6						
IVa / 35	500	9	0	0	0							3	3,6	3,6	3,6	0						
Between elevations 1010 and 1100	I	13	3	60	480	250	210					6	1	2,5	1,6	0,6						
	I / 35		4	11,5	47	24	15															
	II	45	21	1	80	30	25	8,6	120	160	140	8	2	3,3	2,65	0,6	11			1,5		
	II / 35		0	19,2	6	7																
	III	65	5	0,3	5	2	2					6	2,6	4,8	3,6	0,8						
	III / 35					1																
IV	≈ 180	7	0	1	0,3	0,4									3,8							
IV / 35		0	1,5	0,3	0,5																	
Between elevations 1090 and 1170	I	30	61	0,6	500	120	110									2						
	II	65	72	0	350	48	65	4	710	3080	1700	1230				3						
	III	100	8	0	16	9	17	11,1				25				3,5						
	IV	≈ 190				0,2										3,8						
Siltstones																						
Interval of elevations	Geotechnical zone (*)	Shortest distance between surface and lower limit of the zone (m)	Water absorption q (100 l/mn roughly Lugeon unit)										Velocity of longitudinal waves (km/s)									
			Number of tests	Characteristic values				Highest values				Number of tests	Characteristic values				Lower values					
				From	To	Average	Standard deviation	Percentage of the tests	From	To	Average		Standard deviation ??	From	To	Average	Standard deviation	Percentage of the tests	From	To	Average	Standard deviation ??
Below elevation 1010	I	0 - 8				100								23	1,2	3,6	2,1	1				
	II	25		0,9	65	12	20						16	1,6	4	2,7	0,8	8	1,2	1,4	1,3	
	III	40	8	0	4	1	2	20 <sup>(5)</sup>	70	80	75					3,8	(2)				1,2	
	IV	15	21	0	2	0,1	0,4									3,8						
	IVa	>150 <sup>(4)</sup>	16	0	0,6	0,2	0,2	(3)					7	3	5,5	4,3	0,9	(3)				
Between elevations 1010 and 1100	I	10	8	20	380	150	120						13	1	3,6	2,2	0,8					
	II	40	44	0	80	11	19	6,3	110	170	140	30	18	2,2	3,2	2,6	0,4	20	1,2	1,5	1,4	
	III	60	17	0	5,5	1	7,7									3,3						
	IV	≈ 180	4			0,1	0									3,6						
Between elevations 1090 and 1170	I	20	7	50	460	210	150									2						
	II	60	17	0	90	13	23	5,5			220					2,6						
	III	80				2										3,6						
	IV	≈ 190				0,2										4						

Notes

(1) 150-220m depth measured normal to surface

(2) Gaurdak claystones: Vp=3.2km/s with standard deviation of 0,6km/s

(3) Values of q and Vp in zone IVa are measured down 380m depth

(4) The area of increase of in-situ stresses extends between 150-220m depth (measured perpendicular to the surface)

(5) It seems that the number of tests should be 2 rather than 20

(\*) / IF" after the zone number means that measures are made within the tectonic lens of Ionakhsh Fault

Similarly, "/ 35" after the zone number means that measures are made within the tectonic lens of Fault 35

After drawing 1174-03-78, Sheet 2

Таблица 6.1: Значения водозабора и скорости продольной волны для различных геологических зон, для песчаников и алевролитов (после чертежа 1174-03-78 Лист 2)



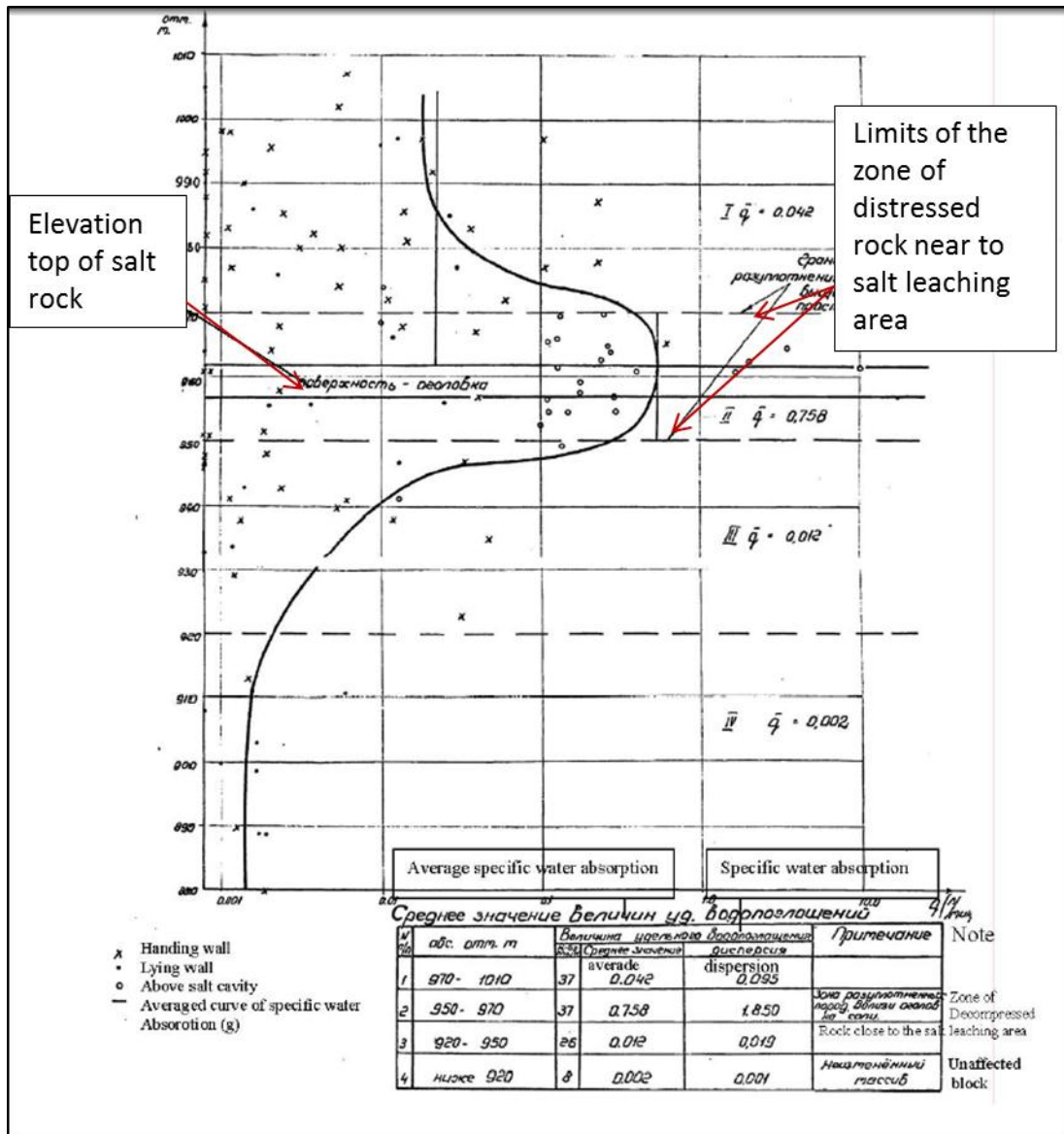


Рисунок 6.4: Удельный водозабор в районе соляного напора; логарифм значений водозабора оси X, отметка в оси Y (воспроизведено из Сс. [1].)

Следует отметить, что значения водозабора могут быть больше, чем представленные в таблице 6.1. Оригинал Проектного отчета упоминает, что низкие значения водозабора не исключают некоторые широко открытые разрывы, и упоминает, что в скважинах группы 2018, расположенных в разведочном штольне 1030, непосредственно ниже трансформаторного помещения, несколько высокие значения водозабора встречались - до 22 л/мин, то есть около 2.200 единиц Люжона в скважине 2018ж, хотя и расположена в зоне IV, ниже отметки 1010 (см. Сс. [1]., § 2.5.3.2).

Горная масса соляного пласта является определенной зоной, в которой водозабор, а также свойства упругости и прочности имеют одинаковый порядок величины, поскольку свойства породы из зоны I. Рисунок 6.4 показывает распределение результатов гидравлических испытаний рядом с соляным клином Ионахского разлома, где

заметное увеличение водозабора можно заметить (от 0,76 до 10,0 л/мин, следовательно, от 76 до 1000 ед. Люжона согласно Сс. [1], § 2.5.3.2).

Образования породного массива рядом с оголовкой соляного клина, поэтому предоставлены определенным условиям из-за выщелачивания соли, и имеют свои особенности и свойства. Необходимо сослаться на отчет Фазы 0, характерный для анализа каменной соли, для более подробной информации.

## **6.5 Геомеханические характеристики породных масс согласно Первоначальному Проекту**

### **6.5.1 Расчетные значения Проекта 1978 и периода строительства**

Проектный Отчет 1978 (Сс.[1]) упоминает 160 отобранных проб, но подробности всей программы исследования для оценки свойств пород не дано в документе.

Очевидно, что после начала строительства и, в зависимости от того, насколько работы прогрессировали, и насколько дополнительные геологические данные стали доступны, проводились другие дополнительные испытания и исследования. Подробностей нет, но выводы из этой обширной работы обобщены в проектной документации.

Это наблюдение подтверждается тем фактом, что геотехнические характеристики горных пород для различных геотехнических зон, и особенно с учетом влияния различных этапов разрушения и выветривания (зоны I по IV, как определено в п. 6.3) представлены в Проектном отчете 1978 в таблице чертежей 1174-03-78 Лист 3.

Тем не менее, другая таблица, приведенная на этот раз, поскольку она посвящена подземным сооружениям, приводится на чертеже 1079-03-180 DP Лист 4 от 1993 года (Сс. [5]). Этот чертеж, вероятно, выдержка из отчета ГПТ, что нельзя определить.

Таблица 6.2 представляет собой синтез геомеханических параметров для нетронутых образцов пород, как приведено в чертеже 1174-03-78 Лист 3, с Международной системой единиц.

Поэтому мы перегруппировали в тех же таблицах, для удобства сравнения, информацию, предоставленную обеими чертежами 1174-03-78 Лист 3 и Сс. [5]. Таблица 6.3, Таблица 6.4, Таблица 6.5 и Таблица 6.6 показывают данные для зоны IV, III зоны, зоны II и I зоны соответственно.

Эти четыре таблицы представляют общие свойства, извлекаемые из чертежа 1174-03-78 Лист 3, которые по существу являются проницаемостью (мы преобразовали исходную ед. л/мин. в ед. Люжона), скоростью продольных волн и деформационных свойств горных пород. Коэффициент горной массы  $f$  является коэффициентом прочности Протождяконова, применяемый для расчетов обделки подземных сооружений, в соответствии со Сс. [16], § 2.1.7.).

На правой стороне таблиц, геомеханические свойства оцениваются для подземных сооружений (порода в естественных условиях) в соответствии со Сс. [25], со существенными скоростями волн, деформационными свойствами и характеристиками сдвига породы.

Единственное заметное различие между данными 1978 и данными 1993 для подземных сооружений можно видеть в таблице 6.3 для нижне обигармского

образования, состоящего на 98% из алевролитов и аргиллитов, где скорость продольных волн для общих свойств, где оценивается до 3800 м/с в 1978 году, и 4500 м/с в 1993 году для подземных сооружений, скорее всего, с учетом дальнейших измерений, выполненных в глубине вокруг подземных сооружений (например, ссылка [12]).

На самом деле это, вероятно, связано с тем, что измерение продольных волн в штольне 1030 свидетельствует о зоне с глобально более высокими значениями скоростей продольной волны в глубине. Это привело к определению геотехнической зоны IVa "перенапряженная горная масса", более или менее соответствующая алевролитам ниже-обигармской свиты. Профиль скоростей продольной волны и измерения напряжения, выполненные в этой штольне показывают, что большинство из измеренных значений в диапазоне от 3,5 до более 5,0 км/с, особенно в нижнеобигармском отложении. Это эффективно, как правило, демонстрирует, что эти алевролиты находятся под высокой прочностью на сжатие, и в соответствии с ГПТ, оправдывает определение геотехнической зоны IVa (см. таблицу 5.1).

В дополнение к геотехническим параметрам, среднее значение глубины нижнего предела каждого из геотехнических зон (фактически кратчайшее расстояние до поверхности), в зависимости от высоты, представлено в таблицах, связанных с зоной I, II и III, тем самым обеспечивая геометрическое ограничение на расширение выветривания и разрушения внутри откосов.

## Геотехника

Геологический возраст				Одноосная прочность на сжатие								Одноосный предел прочности на разрыв		Статический модуль деформации
Период	Сечение	Стадия	Образование		Толщина [м]	Литологический тип породы	Содержание [%]	Плотность [кН/м³]	Сухой [МПа]	Насыщенный [МПа]	Коэффициент смягчения	[МПа]	Водозабор из гидравлических испытаний [%]	Ed [ГПа]
			Обозначение											
Юрский	Верхнее		Гаурдак	J3Gr	21.7	Алевролит	100	24.4	16	6.2	0.6	0	4.2	13
					400	Каменная соль	---	22.1	31	23	0.75	2	0.6	13
Меловый	Нижнее	Валанжинский	Нижний Яван	K1Jv1	47.5	Алевролит	100	27	101	37	0.31	---	1.1	21
					54	Песчаник	13	26.7	100	86	0.77	7.5	0.9	33
			Верхний Яван	K1Jv2	---	Алевролит	87	27.3	68	42	0.57	---	1.1	22
					198.6	Песчаник	87.3	26.2	126	102	0.8	10.6	0.7	37
		Кизилташ	K1Kz	---	Алевролит	12.7	26.2	118	117	0.9	---	0.65	31	
				Нижний Обигарм	K1Ob1	93.5	Алевролит	99.5	27.1	59	57	0.66	5.5	0.8
		---	Гипс			0.5	---	---	---	---	---	---	---	
		Верхний Обигарм	K1Ob2	235.4	Песчаник	94.6	26	120	111	0.96	10	1.2	39	
				---	Алевролит	5.4	26.5	108	97	0.9	6	0.7	29	
		Альбский	Каракуз	K1Kг	102.6	Песчаник	71.4	26	106	66	0.66	10	0.9	28
					---	Алевролит	28	26	72	53	0.73	---	1.1	25
			---	Гипс	0.6	---	---	---	---	---	---	---		
			Мингбатман	K1Mg1-5	350.5	Песчаник	77.9	25.8	121	83	0.67	7.5	1.3	34
		---			Алевролит	22.1	26.2	110	82	0.75	---	0.8	30	
Тектонические линзы Разломов 35 и Ионахш							26.2	20-80	10-70	0.3-0.7	2.0-5.0	0.8-4.50	10-30	

 Таблица 6.2: Резюме основных геотехнических свойств образцов нетронутой породы из главных геологических образований створа плотины (воспроизведены из Сс. **Error! Reference source not found.**], выдержка из чертежа 1174-03-78 Лист 3)

## Геотехника

Зона IV- Нетронутая породная масса																									
Общие свойства										Геомеханические свойства породы для подземных сооружений															
Геологический возраст			Характеристика швов		Геотехнические параметры					Скорость упругих волн				Геотехнические свойства			Параметры сдвига								
Период	Образование	Литологич. Тип породы	Проход n	Интервал b	Скорость прод. Волны Vp	Влагопроницаемость q	Коэфф.деформ. Ed	Ko	f кэфф. Горной массы	Vp Натурная влажность	Vp Насыщенная порода	Vs Натурная влажность	Vs Насыщенная порода	Коэфф. Эластичности Ee	Коэфф. Деформации Ed	Коэфф. Пуассона v	Перемещение через породную массу		Перемещение вдоль трещин		Параметры сдвига заполнения швов		Параметры сдвига поверхностей пород вдоль разломов		
																	φ [°]	C [МПа]	φ [°]	C [МПа]	φ [°]	C [МПа]	φ [°]	C [МПа]	
Обознач.	[%]	[см]	[км/с]	[Ед. Люжона]	[ГПа]	[МПа/м]	[км/с]	[км/с]	[км/с]	[км/с]	Гпа	ГПа		φ [°]	C [МПа]	φ [°]	C [МПа]	φ [°]	C [МПа]	φ [°]	C [МПа]	φ [°]	C [МПа]		
Юрский	Гаурдак	J3Gr	Алевролит с гипсом	4,5	8,7	3,2	0,2	3	2000	3	3,2	4,2	1,75	1,75	21	3	0,28	56	0,5	40	0,2	26	0,02	28	0,02
			Каменная соль	0	---	3,6	0	10	2000	6	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Меловый	Нижний Яван	K1Jv1	Алевролит	0,3	16	3,2	0,1	4	3000	3	3,3	4,2	1,8	1,8	23	4	0,28	63	1,5	45	0,3	26	0,02	29	0,03
	Верхний Яван	K1Jv2	Алевролит Песчаник	0,3	16	3,4	0,1	5	4000	4															
	Кизилташ	K1Kz	Песчаник Алевролит	0,5	25	3,7	0,2	8	6000	8	3,7	4,5	1,95	1,95	27	8	0,31	67	2	45	0,3	26	0,02	33	0,04
	Нижний Обигарм	K1Ob1	Алевролит 98%	0,4	18	3,8	0,1	5,5	5500	5	4,5	4,75	2,25	2,25	36	5,5	0,33	63	1,5	45	0,3	26	0,02	29	0,03
	Верхний Оби гарм	K1Ob2	Песчаник 96%	0,5	25	3,6	0,3	8,5	7000	8	3,8	4,5	2	2	30	9	0,3	67	2	45	0,3	26	0,02	32-35	0,03
	Каракуз	K1Kr	Песчаник Алевролит	0,4	18	3,6	0,2	7	6000	6	3,6	4,4	1,9	1,9	24	7	0,32	63	2	45	0,3	26	0,02	30	0,03
Мингбатман	K1Mg1-5	Песчаник Алевролит	0,5	20	3,6	0,3	8	6000	7	3,8	4,6	1,98	1,98	30	8	0,32	67	2	45	0,3	26	0,02	32	0,02	
Свойства породы тектонических линз Разломов 35 и Йонахш			3,2	8	3,3	0,2	2	1500	1,5-2	2,6	3,8	1,53	1,53	15	2	0,23	56	0,5	35	0,1	26	0,02	30	0,03	

Примечания  
2

См. Таблицу 2 для подробного литологического состава и толщ

Воспроизведено из чертежа 1174-03-78, Лист 3 для общих свойств, и из 1079-03-180 DP, Лист 4 для свойств для подземных сооружений

Таблица 6.3: Резюме геомеханических характеристик нетронутых горных масс (зона IV), согласно Сс.1] (чертеж 1174-03-78 Лист 2) для общих свойств и Сс.[4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология

] для оставшихся данных

## Зона III- Разрушенная породная масса

Геологический возраст		Общие свойства											Геомеханические свойства породы для подземных сооружений																
		образование	Литологический тип породы	Расположение нижнего лимита зоны выветривания (перпендикулярно поверхности породы)				Характеристика швов		Геотехнические параметры					Скорость упругих волн				Геотехнические свойства			Параметры сдвига							
				Обознач.	Ниж. отм. 1010	Отм. 1010-1090	отм. 1090-1170	отм. 1170-1290	Проходн.	Интервал	Vp	Влагопроницаемость q	Коэф. деформ. Ed	Ко	f коэфф. горн. массы	Vp Натурная влажность	Vp насыщенная порода	Vs Натурная влажность	Vs насыщенная порода	Коэфф. упругости Ee	Коэфф. деформ. Ed	Коэфф. Пуассона v	Перемещение через породную массу	Перемещение вдоль трещин	Параметры сдвига заполнения швов		Параметры сдвига поверхностей пород вдоль разломов		
		Ниж. отм. 1010	Отм. 1010-1090	отм. 1090-1170	отм. 1170-1290	[%]	[см]	[км/с]	[Ед. Люжона]	[ГПа]	[МПа/м]		[км/с]	[км/с]	[км/с]	[км/с]	Гпа	Гпа		φ [°]	С [МПа]	φ [°]	С [МПа]	φ [°]	С [МПа]	φ [°]	С [МПа]		
Юрский	Гаурдак	J3Gr	Алевролит с гипсом	30	50	60	80	4,7	8,5	2,5	1	2,5	2000	3															
			Каменная соль																										
Меловый	Нижний Яван	K1Jv1	Алевролит	40	60	70	100	0,3	15	3	1	3,7	3000	3	3,1	4,1	1,7	1,7	21	3	0,28	63	1	45	0,2	26	0,02	29	0,03
	Верхний Яван	K1Jv2	Алевролит Песчаник	40	60	70	100	0,4	15	3,2	2	4,8	4000	4															
	Кизилташ	K1Kz	Песчаник Алевролит	60	65	100	130	0,4	20	3,3	6	7,5	6000	8	3,3	4,2	1,8	1,8	20	5,7	0,28	67	0,5	45	0,2	26	0,02	33	0,04
	Нижний Обигарм	K1Ob1	Алевролит 98%	40	60	80	100	0,4	16	3,2	2	5	4000	5															
	Верхний Обигарм	K1Ob2	Песчаник 96%	60	65	100	140	0,4	18	3,3	8	8	6000	8	3,3	4,1	1,8	1,8	23,5	6	0,29	67	1,5	45	0,3	26	0,02	32 - 35	0,03
	Каракуз	K1Kr	Песчаник Алевролит	50	60	90	120	0,4	16	3,2	4	6,5	5800	6	3,2	4,2	1,8	1,8	20,5	3,5	0,31	63	1,5	45	0,3	26	0,02	30	0,03
	Мингбатман	K1Mg1-5	Песчаник Алевролит	60	65	100	130	0,4	20	3,3	6	7,8	6000	7	3,3	4,2	1,8	1,8	20	6	0,28	67	1,5	45	0,3	26	0,02	32	0,02
Свойства породы тектонических линз Разломов 35 и Йонахш				30	50	60	80	35	7	2,5	3	2	1500	1,5-2,0															

Примечания

См. Таблицу 2 для подробного литологического состава и толщ

Воспроизведено из чертежа 1174-03-78, Лист 3 для общих свойств, Лист 4 для свойств для подземных сооружений

 Таблица 6.4: Резюме предполагаемой глубины и геомеханических характеристик разрушенных породных массивов (зона III), согласно Сс. **Error! Reference source not found.**] (чертеж 1174-03-78 Лист 2) для общих свойств и Сс. [4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология ] для оставшихся данных

## Зона II- Выветренная и разрушенная горная масса

Геологический возраст		Общие свойства											Геомеханические свойства породы для подземных сооружений																
		Образование	Литологический тип породы	Расположение нижнего лимита зоны выветривания (перпендикулярно поверхности породы)				Характеристика швов		Vp	Влагопроницаемость q	Геотехнические параметры			Скорость упругих волн				Геотехнические свойства			Параметры сдвига							
Обознач.	Ниж. отм. 1010			отм. 1010-1090	отм. 1090-1170	отм. 1170-1290	Проход п	Интервал b	Козф. деформ. Ed			Ko	f коэфф. горн. массы	Vp Натурная влажность	Vp насыщенная порода	Vs Натурная влажность	Vs насыщенная порода	Козфф. упругости Ee	Козфф. деформ. Ed	Козфф. Пуассона	Перемещение через породную массу	Перемещение вдоль трещин	Параметры сдвига заполнения швов	Параметры сдвига поверхностей пород вдоль разломов					
Период																													
Юрский	Гаурдак	J3gr	Алевролит с гипсом	20	30	55	70	5	8	1,8	5	1,5	1200	2															
			Каменная соль																										
Меловый	Нижний Яван	K1jv1	Алевролит	20	30	55	70	0,3	14	2,4	15	3	2300	4-5	2,4	2,9	1,45	1,45	12	2,8	0,22	63	0,5	45	0,2	26	0,02	29	0,03
	Верхний Яван	K1jv2	Алевролит Песчаник	20	30	55	70	0,4	14	2,4	15	3	2300	4-5															
	Кизилташ	K1kz	Песчаник Алевролит	30	45	65	75	0,5	18	2,9	30	4,5	3500	5	2,9	4	1,64	1,64	17,5	4	0,27	63	1,5	45	0,3	26	0,02	33	0,04
	Нижний Обигарм	K1ob1	Алевролит 98%	25	40	60	70	0,4	15	2,6	12	3,2	2500	4															
	Верхний Обигарм	K1ob2	Песчаник 96%	35	45	65	80	0,5	20	2,9	30	4,5	3500	4-5	3,1	4,1	1,7	1,7	20	5	0,28	53	1,5	45	0,3	26	0,02	32-35	0,03
	Каракуз	K1kr	Песчаник Алевролит	35	45	65	80	0,5	16	2,8	20	4	2700	4-5	2,8	4	1,7	1,7	17	4	0,24	56	1,5	40	0,3	26	0,02	30	0,03
Мингбатман	K1mg1-5	Песчаник Алевролит	35	45	65	80	0,5	20	2,9	30	4,5	3500	4-5	2,9	4	1,64	1,64	1,75	4	0,27	63	1,5	45	0,3	26	0,02	32	0,02	
Свойства породы тектонических линз Разломов 35 и Йонахш			15	20	30	40	3,5	7	1,8	6	1,5	1200	1,0-1,5																

## Примечания

См. Таблицу 2 для подробного литологического состава и толщ  
 Воспроизведено из чертежа 1174-03-78, Лист 3 для общих свойств, и из 1079-03-180 DP, Лист 4 для свойств для подземных сооружений

Таблица 6.5: Резюме предполагаемой глубины и геомеханических характеристик выветренных и разрушенных породных массивов (зона II), согласно Сс. [4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология ] для оставшихся данных

Зона I- Сильно выветренная и разрушенная породная масса

Геологический возраст			Общие свойства											Геомеханические свойства породы для подземных сооружений															
Период	Образование	Литологический тип породы	Расположение нижнего лимита зоны выветривания (перпендикулярно поверхности породы)				Характеристика швов		V <sub>p</sub>	Влагопроницаемость q	Геотехнические параметры			Скорость упругих волн				Геотехнические свойства			Параметры сдвига								
			Ниж. отм. 1010	отм. 1090	отм. 1170	отм. 1290	Проход п	Интервал б			Коэф. деформ. Ed	K <sub>o</sub>	f коэфф. горн. массы	V <sub>p</sub> Натурная влажность	V <sub>p</sub> насыщенная порода	V <sub>s</sub> Натурная влажность	V <sub>s</sub> насыщенная порода	Коэфф. упругости E <sub>e</sub>	Коэфф. деформ. Ed	Коэфф. Пуассона v	Перемещение через породную массу	Перемещение вдоль трещин		Параметры сдвига заполнения швов		Параметры сдвига поверхности пород вдоль разломов			
	Обознач.								[Ед. Люжона]	[ГПа]	[МПа/м]		[км/с]	[км/с]	[км/с]	[км/с]	ГПа	ГПа		φ [°]	С [МПа]	φ [°]	С [МПа]	φ [°]	С [МПа]	φ [°]	С [МПа]		
Юрский	Гаурдак	J3gr	Алевролит с гипсом	5	10	15	20	5	7	1,7	50	1,5	1200	1															
			Каменная соль																										
Меловый	Нижний Яван	K1jv1	Алевролит	5	10	15	20	1	10	1,8	180	1,5	1200	3															
	Верхний Яван	Kjv2	Алевролит Песчаник	5	10	15	20	1	10	1,8	180	1,5	1200	3															
	Кизилташ	K1kz	Песчаник Алевролит	7	15	25	35	2	18	2	220	2	1500	2-3	2,2	3,6	1,37	1,37	11	2,2	0,22	56	0,5	40	0,2	26	0,02	33	0,04
	Нижний Обигарм	K1ob1	Алевролит 98%	6	10	20	30	0,9	14	2,1	180	1,5	1200	3															
	Верхний Обигарм	K1ob2	Песчаник 96%	8	13	30	40	2,2	18	2	220	2,5	1900	2-3	2,2	3,3	1,37	1,37	11	2,4	0,18	56	0,5	40	0,2	26	0,02	32 - 35	0,03
	Каракуз	K1kr	Песчаник Алевролит	7	15	25	35	1	14	1,9	200	2	1500	2-3	1,9	3,1	1,25	1,25	7,8	1,7	0,2	56	0,5	40	0,2	26	0,02	30	0,03
	Мингбатман	K1mg1-5	Песчаник Алевролит	7	15	25	35	1,8	15	2	220	2,5	1900	2-3	2,2	3,6	1,37	1,37	11	2,2	0,22	56	0,5	40	0,2	26	0,02	32	0,02
Свойства породы тектонических линз Разломов 35 и Йонахш				5	8	12	15	4,5	5	1,6	20	1,2	1000	0,5															

Примечания

См. Таблицу 2 для подробного литологического состава и толщ  
 Воспроизведено из чертежа 1174-03-78, Лист 3 для общих свойств, и из 1079-03-180 DP, Лист 4 для свойств для подземных сооружений

Таблица 6.6: Резюме предполагаемой глубины и геомеханических характеристик сильно выветренных и разрушенных породных массивов (зона I), согласно Сс. [Error! Reference source not found.] (чертеж 1174-03-78 Лист 2) для общих свойств и Сс. [4] Гидропроект, 1079-Т32 Геология, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Рабочие документы, 1.1. Сравнительная оценка инженерно-геологических и сейсмологических условий, Геология, Ташкент, 1993 г., № 1079-Т32 Геология ] для оставшихся данных



### 6.5.2 Комментарии ГПТ по геотехническим свойствам

ГПТ описывает в Сс. [1], § 2.5.2, геомеханические особенности различных пород. Основные выводы перечислены ниже.

Самые сильные породы это песчаники образований Кызылташ и Верхне-Обигармский, со средней одноосной прочностью на сжатие в насыщенном состоянии в диапазоне между 102 и 110 МПа, но полученные значения могут достигать до 160 МПа. Для этих песчаников, описанных как мелкозернистые с прочным углеродистым цементом, трехосные испытания дали значение сцепления от 24 до 26 МПа и углы трения от 55 до 59 градусов, в то время, как статические модули деформации нетронутой породы, измеренные на образцах, были зарегистрированы в диапазоне от 37 до 39 ГПа, а модуль упругости в диапазоне от 20,5 до 44 ГПа (Сс.[1], § 2.5.2).

Песчаники других образований (Яванский, Каракуз, Мингбатман) было установлено, что они имеют подобную прочность по сухим образцам, но заметно ниже в насыщенном состоянии (66 до 83 МПа в насыщенном состоянии). Модуль деформации этих песчаников, как сообщается, составляет 23,8 до 33 ГПа.

Что касается алевролитов и затвердевших аргиллитов, было обнаружено, что алевролиты образования Кызылташ представляют достаточно высокие значения, так как они предназначены в качестве расчетного значения до 117 МПа и коэффициент размягчения (соотношение прочности на сжатие сухой породы относительно насыщенной) оказался только 0,9, значения почти того же порядка величины, чем те, что были получены для песчаников. Значение модуля деформации для алевролитов образования Кызылташ (нетронутая порода), как сообщается, составляет 31 ГПа.

Алевролиты и затвердевшие аргиллиты составляют более 99% горной массы Нижнеобигармской свиты. Они промежуточной прочности, с расчетным значением одноосной прочности на сжатие насыщенных образцов 57 МПа, и коэффициент смягчения составляет 0,66. Расчетное значение модуля деформации нетронутой породы составляет 26 ГПа.

Алевролиты свиты Нижний Яван обеспечивает самую низкую одноосную прочность на сжатие (37 МПа в насыщенном состоянии), с самым низким коэффициентом смягчения было получено 0,31 (см. таблицу 6.2). Значения модуля деформации, измеренные на образцах горных пород, составляют от 21 до 22 ГПа.

Проектный отчет упоминает, что алевролиты и аргиллиты, с глинисто-карбонатным цементом, могут быстро потерять прочность во время извлечения из глубины и подъема на поверхность, и превратиться в глину и гравий через несколько часов, а что касается одной из свиты Гаурдак, чья измеренная прочность на сжатие на образцах в насыщенном состоянии составляет 6,2 МПа по расчетному значению, а коэффициент смягчения составляет 0,6.

Относительно тектонические линзы разлома 35 и Йонахшского разлома, результаты весьма неоднородны, с одноосной прочностью на сжатие в насыщенном состоянии от 10 до 86 МПа, и коэффициенты смягчения в диапазоне между 0,3 и 0,8.

Каменная соль Гаурдакской свиты, определенная в Йонахшском разломе, никогда не может наблюдаться на месте, а только на кернях. Его состав описан в 2.3 и обсуждаются в Отчете фазы 0 .

Объемный вес каменной соли был найден в диапазоне между 19,7 и 23,3 кН/м<sup>3</sup>, что дает среднее значение в 21,8 кН/м<sup>3</sup>. Ее одноосная прочность на сжатие под соле-насыщенной водой, как сообщается, составляет 23 МПа, в среднем, на 11,4 ГПа и 26 ГПа для модуля деформации и модуля упругости соответственно. Положение породы - массивный, без трещин, и ее можно рассматривать как водонепроницаемой.

Эти характеристики обсуждаются дальше в пункте 8.4.

## **6.6 Структурная геология и характеристика трещин**

### **6.6.1 Описание главных разломов створа плотины**

#### **6.6.1.1 Йонахшский и Гулизинданский разломы**

Общая тектоническая рамка створа плотины была кратко представлена в пункте 2.1 (более подробную информацию можно получить в отчете Фазы II - Том 2 – Глава 2- Геология) с основным Йонахшским разломом и разломом 35, геодезические измерения которых доказали, что они имеют ползучее движение от 0,5 до 2 мм/год, с очевидной экстрюзией связанных с ними тектонических линз.

Многочисленные другие разломы пересекают створ плотины в таком же положении, что и разлом 35, но в основном с переменной впадиной к ССВ.

В Проектном отчете 1978 года Йонахшский разлом представлен как надвиговый разлом, с, на юго-восточной стороне, общие моноклинали из юрско-мелового периода надвигают породы Кирбичской синклинали, крутая диссимметричная породная складка в Верхне-меловых свитах, ось которой погружается по направлению к северо-востоку.

ЮВ крыло разлома достаточно хорошо прослеживается, с 1 до 1,5 м толщиной глубокой трещины из коричневатой-красноватой глины, содержащие небольшие включения аргиллитов (от 1 до 2 мм в размере).

Он находится в контакте с тектонической линзой, которая была признана разведочной штольной 1001а и смежных ветвей; толщина этой линзы кажется переменной, и изменяется от 80 м (свод штольной 1001а) до 28 м, и, кажется, снижается в направлении внутренней части правого берега. На левом берегу, толщина тектонической линзы не превышает нескольких метров. Она состоит из дробленых пород верхнего мела, переташенных движением Йонахшского разлома; угол наклона которого совпадает с одним из разломов. Тектоническая линза представлена как измельченная в интервале от 100 до 150 мм с амплитудой смещения от нескольких сантиметров до нескольких метров.

Связь тектонической линзы с породами Кирбичской синклинали описывается как очень нерегулярная, иногда с перевернутым напластованием. Толщина этого контакта

варьируется в зависимости от характера породы, от около 1 см в аргиллитах, примерно 30 см в известняке.

Гулизинданский Разлом не описывается подробно, так как он вне строгих рамок створа плотины, но он, скорее всего, имеет схожие черты.

#### *6.6.1.2 Другие разломы, срезающие моноклираль ниже Йонахшского разлома*

По данным Проектного отчета 1978 (Сс.[1], § 2.2.3), есть и другие крупные разломы, срезающие моноклинали, хотя и с различной протяженностью, амплитудами смещения и толщины деформационных зон, почти все имеют одинаковую кинематику, происхождение и период генерации.

Большинство из них являются антитетическими разломами, порожденными движениями Йонахшского и Гулизинданского разломов. Они находятся в диапазоне 310-350/20-50.

Разлом 35 является самым большим из этих разломов и наиболее заметным на створе плотины, и был исследован галереями и скважинами. С отношением 330-340/45, он был прослежен до глубины 360 м ниже реки, приближаясь к соляному клину Йонахшского разлома.

Он представлен с комплексными характеристиками, сделанными, на створе плотины, двух глубоких трещин разной амплитуды смещения, ограничивающих тектоническую линзу до толщины 60-70 м. Согласно Сс. [1], § 2.2.3, основная глубокая трещина на правом берегу является юго-восточный, с основным смещением (80% от общих предполагаемых смещений 120 м на этом разломе), в то время как она повернута на левый берег, где основная глубокая трещина является северо-западный.

Глубокие трещины Разлома 35 описываются как заполненные глиной не более чем на 15 до 20 см, в то время как в пределах тектонической линзы между двумя глубокими трещинами, порода очень деформирована большим количеством разрывов.

Помимо Разлома 35, разломы, относящиеся к этой группе с подобным положением по направлению и углу наклона, как сообщается, имеют сдвиг, ограничивающийся до не более 1 м, с амплитудой дислокации, снижающейся при отдалении от Йонахшского разлома. Их протяженность превышает 200 м, а расстояние между ними от 40 до 60 м (Сс.[1], § 2.6.1.). Только Разлом 70 имеет большую амплитуду смещения в 15 м.

Все эти разрывы считаются заполненными глиной и брекчией, однако, толщина их не превышает нескольких сантиметров.

Разломами с более своеобразным положением являются разломы 28 и 367. Разлом 28 (310/80) отличается, так как он является субвертикальным надвиговым разломом в нижней части створа плотины, с представленным смещением в 100 м. Разлом 367 имеет такое же положение, как и разлом 28, но он расположен выше Йонахшского разлома.

#### **6.6.2 Набор нарушений сплошности**

Проектный отчет 1978 (Сс.[1]) выделяет три группы нарушений сплошности, а именно литогенетическую (напластования), тектоническую и экзогенную (трескание в результате выветривания горных пород).

Нарушение сплошности первой группы, а именно трещины напластования непрерывны по всему породному массиву с расстоянием в диапазоне от 5 до 10 см (алевролиты, аргиллиты) и до 3-5 м (в песчаниках). Средняя толщина, как говорят, составляет 1 мм, с илистым заполнением.

Анализ тектонических нарушение сплошности привел к определению 4 наборов трещин, наборы 1, 2 и 3 образованы сгибанием геологических образований, а набор 4, совсем недавний, связан с развитием разломов. Они представлены в таблице 6.7.

Характеристики этих нарушений сплошности приведены как:

- Длина: 0.5 до 7 м, 3 м в среднем,
- Интервал: несколько десятков сантиметров,
- Проем: в среднем в галереях 0.6 мм,
- Как полые трещины с шероховатой поверхностью.

Расчетные значения интервалов и отверстий трещин в каждом из геотехнических зон были приведены в чертеже 1174-03-78, лист 3 из Сс.. [1] и представлены в Таблице 6.3, Таблице 6.4, Таблице 6.5 и Таблице 6.6.

Номер набора трещин	Азимут падения / Угол падения
1 (параллельно трещин напластования)	130 / 60-75
2	20-50 / 10-25
3	230-240 / 30-50
4 (также как Разлом 35)	310-340 / 10-40

Таблица 6.7: Расположение наборов трещин согласно Проектному отчету 1978 (Сс. **Error! Reference source not found.**)

## 6.7 Гидрогеологические характеристики основания плотины

### 6.7.1 Общее описание региональной гидрогеологии

Проектный отчет 1978 выделяет четыре типа подземных стоков, а именно:

- Вода, циркулирующая в четвертичных отложениях долины реки,
- Вода, циркулирующая в трещинах выветренных и разрушенных зон породного массива,

- Вода, циркулирующая через трещины зоны надвиговых разломов,
- Вода, циркулирующая через карсты в солевых или гипсовых породах.

Следует также упомянуть термальные воды Обигарм, температура от 40 до 50°C, возникающих из региональных Иляко--Вахшского и Гиссаро-Кокшальского разломов. Пьезометрическая поверхность этих вод находится, согласно Сс. [1], «не выше 20-40 м нормального эксплуатационного уровня запланированной Рогунской плотины после полного завершения (НПУ при отметке 1290)».

Кроме стока в четвертичных отложениях, в районе основания плотины, ГПТ утверждает, что большая часть воды циркулирует в трещинах породы, река Вахш является основной дренажной системой.

Из годовых осадков от 750 до 900 мм, только 15% предполагается проникнуть в породу, большая часть дождевой воды протекает по склонам.

Наклон уровня грунтовых вод в пределах левого берега, по оценкам составляет от 4 до 6%, а постоянные родники не достаточны, за исключением двух родников с пропуском от 5 до 10 л/с на правом берегу, чуть выше по течению Йонахшского разлома, но в отметке выше, предполагаемой для грунтовых вод.

Упоминается некоторая подпитка водоносных горизонтов самой рекой во время половодья, что, однако, рассматриваются как незначительная.

На створе плотины, подземные воды содержат соль или сульфат в различных концентрациях в зависимости от их расположения, особенно в отношении Йонахшского разлома и ее соляного клина (см. пункт 2.3).

Соленое тело упоминается в районе водосбора реки Пасиморухо, которая протекает примерно в направлении Востоко-Запада на левом берегу, и присоединяется к реке Вахш чуть выше по течению от створа плотины. Соленые воды были обнаружены, вытекающие из этой области, которая находится более или менее вдоль предполагаемого пути Иляко--Вахшского разлома.

Постоянный родник с пропуском 100-150 л/с упоминается, расположенный на левом берегу, в саяе Оби-Шур, левый берег притока реки Вахш, чуть ниже створа плотины. Тем не менее, этот родник хлынет из ядра большой синклинали, расположенной примерно в 2,5 км вверх по течению от пересечения долины Оби-Шур Гулизинданским разломом, то есть довольно далеко от створа плотины.

### **6.7.2 Гидрогеологические свойства створа плотины**

Согласно Сс. [1]. (§ 2.3.2), гидрогеологическая оценка створа плотины была проведена на основе исследований, начавшихся в 1968 году, с сетью мониторинга от 2 до 17 скважин, где проводился мониторинг уровней воды и ее химсостав.

Два вида поведения было наблюдено на скважинах:

- скважины, где уровень воды коррелирует с изменением уровня воды в реке Вахш, а именно около отметки 983-985 во время маловодья (с марта до середины июня), а отметка 990-991 максимум в период половодья (середина июня до марта следующего года),

- скважины, где уровни грунтовых вод остаются более постоянными, с амплитудой от 2,8 до 4,2 м, хотя максимум также происходит в июне и июле; максимальные уровни могут отличаться каждый год от 1 до 3 м, и этот максимум не появляется каждый год.

Рисунок 6.5 показывает расположение основных пьезометров, пьезометры первой группы выделены синим цветом, а остальные красным, а предполагаемая позиция подземных вод изогипсами.

Видно из этого рисунка, что, как и ожидалось, большая часть пьезометров первой группы расположены очень близко к реке, но и вдоль Йонахшского разлома, что представляет особые гидрогеологические условия (см. пункт 6.7.3).

Что касается наклона уровня грунтовых вод, она составляет около 4% на левом берегу и 6% на правом берегу.

Однако и как можно догадаться из рисунка 6.5, пьезометрических данных недостаточно в количестве, чтобы установить надежные поперечные сечения пьезометрического уровня вокруг оси плотины. Изогипсы рисунка 6.5, очевидно, следуют горизонтали на основе среднего склона уровня грунтовых вод, выведенного из указанных наблюдательных скважин.

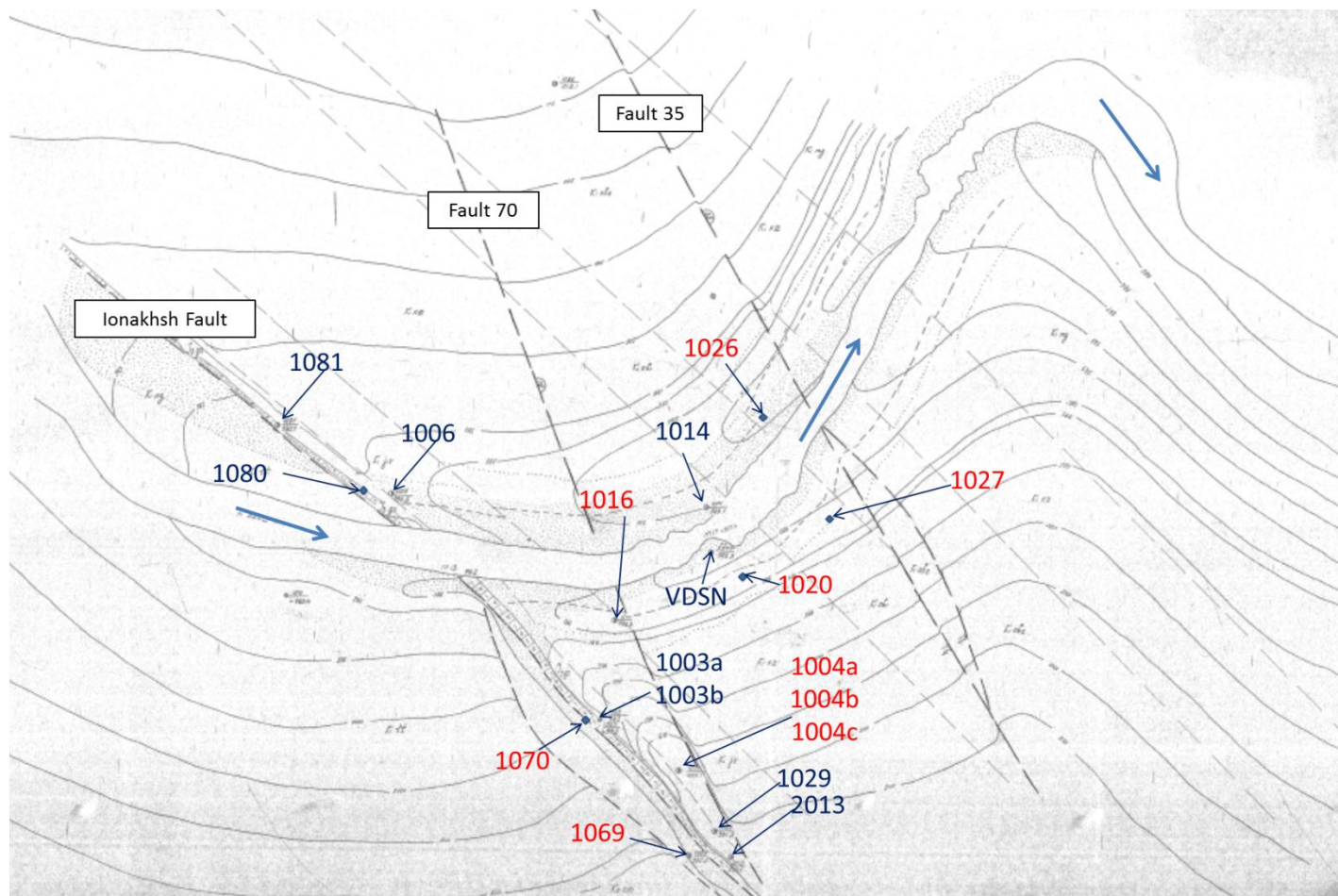


Рисунок 6.5: Карта главных пьезометров, используемых для оценки гидрогеологических условий створа плотины; отмеченные синим, как сообщается, следуют изменениям уровня воды в реке (после чертежа 1174-03-76 Сс. [1]).

Предполагаемые гидравлические проводимости породного основания выводятся из проб воды, результаты которых представлены в таблице 6.1. На основании этих результатов ГПТ предполагает среднесуточную гидравлическую проводимость нетронутой породы (зона IV согласно определению в пункте 6.3) около  $0.3 \times 10^{-7}$  м/с (0,003 м/сутки). Гидравлические проводимости быстро растут при приближении к поверхности земли и разрушенным и выветренным зонам породного массива.

### **6.7.3. Гидрогеологический режим вдоль Йонахшского разлома**

Наличие разрушенных зон, оставленных растворением соли выше оголовки соляного клина («покрывающей породы» русских документов) уже упоминалось (см. пункт 2.3), а также гидравлические проводимости больше по отношению к залегающим породам (см. пункт 6.4.2).

Это видно из рис. 6.5 и 6.6, что скважины 1069 и 1070 фактически полностью расположены в пределах образования Мингбатман, вверх по течению от разлома. Другие скважины в основном пробуренные в пределах аргиллитов Гаурдакской свиты, покрывают каменную соль на нижней стороне разлома и самой каменной соли.

Скважина 1004б (левая сторона на рисунке 6.6) видно, что пересекает объем породы непосредственно над верхней частью соляного клина. Она испытала падение инструментов и уровни воды в этих скважинах, а также в соседних скважинах 1004 и 1004в, как сообщается, упали «до 6-9 м», так как скважина достигла пространства над верхней частью соляного клина. Уровни только частично восстановлены в последующие дни (Сс.[1], § 2.3.2.1). Нет результатов гидравлических испытаний, что были проведены в скважине 1004б в пределах этой зоны.

С правой стороны на рисунке 6.6, можно видеть, что гидравлическое испытание, проведенное в скважине 1029, очень близко к разрушенному пространству породы над соляным клином, дало значение до 10 л/мин (около 1000 ед. Люжона).

Это подчеркивает особое поведение разрушенной зоны выше верхней части соляного клина, который ведет себя по отношению к образованию напластования как дренажная особенность гидравлической проводимости больше. Этот дренажный эффект "Кепрока" зоны Йонахшского разлома обнаружен в изогипсах Рисунка 6.5, и он предполагает, что во время паводка, вода из реки может подпитывать эту зону.

Из-за наличия соляного клина, рассолы и соленые воды циркулируют в массивах пород напластования Йонахшского разлома. Кроме того, осадения гипса происходит в результате гидратации ангидрита, содержащегося в каменной соли, после того, как последняя была растворена.

Конкретные проблемы, связанные с растворимостью соли (транспорт, диффузия) являются предметом Отчета фазы 0 .



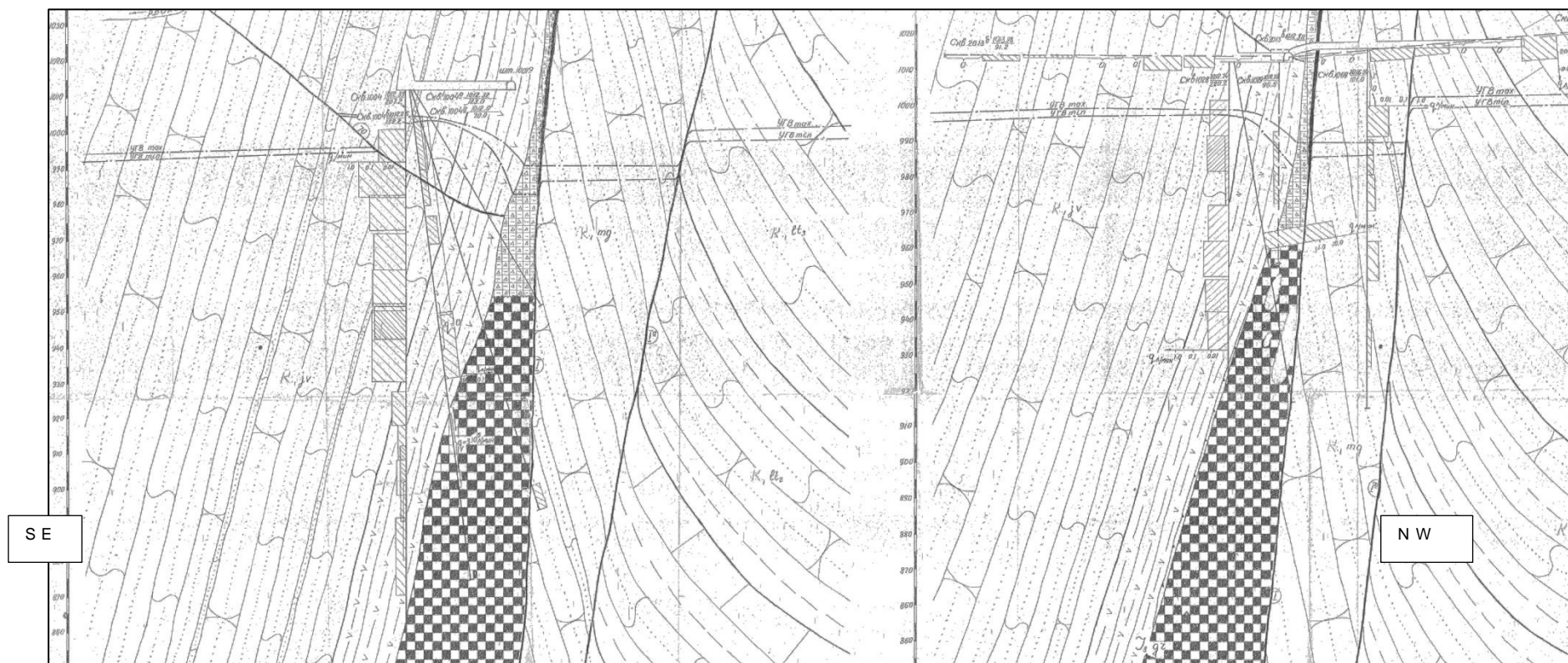


Рисунок 6.6: Наклонное поперечное сечение Йонашского разлома вдоль скважин группы 1004 на левой стороне, вдоль скважин 1069 и 1029 на правой стороне; водозабор во время гидравлических испытаний приведен вдоль линий скважин (чертеж 1174-3-41 Лист 6, Сс.[1])

Наличие воды с высокой концентрацией галита (соль) и сульфат, поэтому следует принять во внимание в материалах, которые будут использоваться для строительных работ.

#### **6.7.4 Воздействие других зон разлома на гидрогеологию створа**

Проектный отчет 1978 также содержит очень ценную информацию о влиянии других разломов створа на гидрогеологический режим.

Во время бурения скважин через разлом 35, а также разлом 70, расположенный чуть выше по течению, между Йонахшским и 35 разломами (см. на рисунке 6.5), что свидетельствует о появлении прерывности в режиме подземных вод.

Когда скважины 1016 и 1080 достигли Разлом 70, уровень грунтовых вод поднялся от 1,5 до 5 м. Аналогичным образом, когда скважины 1014, 1020 и 1027 – напор, которых составляет между отметками 1010-1013 - пересекали Разлом 35 в глубине, они стали артезианскими, с расходом едва ли 0,5л/мин.

Основываясь на этих наблюдениях, а также учитывая наполнение глиной, что было замечено в Разломе 35, этот разлом предусматривался создать водонепроницаемый экран в основании плотины. Он также рассматривался в оригинальном проекте в качестве границы между солеными водами вверх по течению и сульфатом натрия с некоторым давлением ниже.

Скачок давления воды между двумя стенами Разлома 70 менее заметен.

Это на самом деле стоит отметить, что оба разлома подобного положения, что и набор трещин 4, как показано в таблице 6.7, и что Проектный отчет 1978 указывает, что подобные разрывы стойкости (отношение 320-340/20-40) присутствуют на каждом 40 до 60 м расстоянии в основании плотины. Их длина превышает 200 м (пересекая основания ядра плотины), а стены их заполнены глиной от 1 до 3 см толщиной. Толщина деформированной зоны, как сообщается, не превышает 1 до 2 м (Сс.[1], § 2.6.1).

### **6.8 Заключение Проектного отчета 1978 относительно различных компонентов Проекта**

#### **6.8.1 Относительно зоны разуплотнения правого берега**

Проектный отчет 1978 предполагает, что «зона разуплотнения» правого берега является результатом больших оползней в прошлом, и включая до 900 миллионов кубических метров, с низкой отметкой разрушенной поверхности до отметки 1,200.

Сказано, что нет никаких сомнений о фактической стабильности этих крупномасштабных оползней, во время заполнения водохранилища, но, что более мелкие оползни в несколько сотен тысяч кубометров могут быть спущены по склону в результате заполнения водохранилища, рядом с выходных оголовков водоотводящих туннелей в нижнем бьефе (вниз по течению правый берег).

Чтобы избежать возникновения таких оползней, а также в целях поддержания уровня грунтовых вод на этом берегу близко к их нынешнему уровню, две дренажные галереи с суммарной длиной в 2134 м, оснащенные длинными шпурами, были предусмотрены, недалеко от этой зоны (Сс. [1], § 2.6.7.).

### **6.8.2 Относительно потенциально неустойчивых масс**

Проектный отчет 1978 особенно указывает на зону верхнего левого берега, расположенную чуть выше входа строительных туннелей (уже кратко описана в пункте 0), который там описан сыпучей массой пород Кызылташ, около 60 000 до 80 000 м<sup>3</sup> в объеме, проходящий примерно между отметками 1050 и 1150.

Главный уступ имеет высоту от 3 до 4 м, и там присутствуют открытые изломы от 0,5 до 2 м в ширину, с глубиной до 8 м.

Поскольку, эта горная масса называется нестабильной в отношении строительных и эксплуатационных условий ГЭС, в отчете рекомендуется удалить эту горную массу перед началом строительства перемычки вверх по течению (Сс.[1], § 2.6.1. И § 2.6. 5.).

Как правило, эта проблема гарантирования стабильности горных пород вдоль набора трещин № 4 (см. таблицу 6.7) на левом берегу реки Вахш есть тема, которая будет рассматриваться далее (см. пункт 12.1). В отчете отмечается, что гравитационное провисания также играет роль в таких нестабильностях ([1], § 2.4).

Другие потенциально нестабильные массы перечислены. Также упоминается масса примерно от 50 000 до 60 000 м<sup>3</sup> песчаников Мингбатман, которая катается вдоль плоскости разрыва на аллювии, в месте расположения выходных порталов отводящих туннелей.

### **6.8.3 Относительно водохранилища**

При нормальном уровне воды на отметке 1290, водохранилище достигнет объема 13,3 км<sup>3</sup>, охватывающего площадь 170 км<sup>2</sup> до 70 км вверх по течению от створа плотины.

Проектировщики отмечают, что водохранилище будет простираться по большей части своей длины вдоль Иляко--Вахшского разлома, сейсмически активный разлом генерирующий землетрясение (а также он будет охватывать часть Гиссаро-Кокшальский соседний Разлом). Таким образом, они признают, что прогнозирование соответствующих изменений сейсмического фона региона является трудным.

Что касается потенциальной неустойчивости склона, которые могут возникнуть после заполнения водохранилища, и даже если четвертичные оползни в несколько миллионов м<sup>3</sup>, были замечены, берега водохранилища предполагается, будут оставаться стабильными (Сс.[1], § 4.1). Этот вопрос потенциальных оползней вдоль берегов водохранилища, рассматривается более подробно в отчете Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология.

Гулизинданский Разлом, аналогичного происхождения и характеристик, как Йонахшский разлом, содержащий соляной клин, максимальная высота которого оценивается как около отметки 1,110-1,120, идентифицируется как возможное просачивание воды из водохранилища, особенно через нарушенного места выше соли (согласно Йонахшского разлома, гидравлическая проводимость этого пространства, по оценкам,  $5 \cdot 10^{-5}$ - $10^{-4}$  м/с). Однако Проектировщики считают, что потенциальная циркуляция воды в разломе будет более контролируемой тем, что воде придется пересечь первые низко проницаемые слои залегания пород. Тем не менее, они настаивают на том, что эта точка должна быть проверена адекватным геологическим исследованием.

В ответ на озабоченность по поводу воздействия заполнения водохранилища на термальные воды курорта Обигарм, Проектный отчет 1978 дает заключения работ, проведенных по этому вопросу другими государственными институтами. Сказано, что гидрохимические и температурные условия термальных вод существенно не изменятся, с около 1 г/л ростом его солености (Сс.[1], § 4.3.).

#### **6.8.4 Разработка основания плотины**

Проектный отчет 1978 прогнозирует удаления из основания плотины разрушенных материалов, по-видимому, до достижения адекватной проницаемости для основания ядра (алевролиты Нижнеобигармского отложения).

Особенно, четвертичные отложения (аллювий) должны быть полностью удалены из основания ядра (их толщина в этой области, как сообщается, составляет от 10 до 12 м).

Соответствующие прогнозируемые объемы должны быть разработаны от основания плотины (разработки под открытым небом) были оценены в 1,6 млн. м<sup>3</sup> породы и 130 тысяч кубометров других материалов (земля, почва и т.д.). Разработки для галерей плотины в рамках основания были предусмотрены для учета около 215 000 кубических метров (Сс.[1], чертеж No.1174-10-303, лист 1).

Как показано на рисунке 6.7, предназначенные разработки основания плотины, были следующие:

- Цементационная завеса, длина которой, очевидно, может быть скорректирована в соответствии с результатами "разведочных" скважин цементации
- Дренажная завеса,
- Стабилизация грунта, по-видимому выполнена из галерей основания плотины

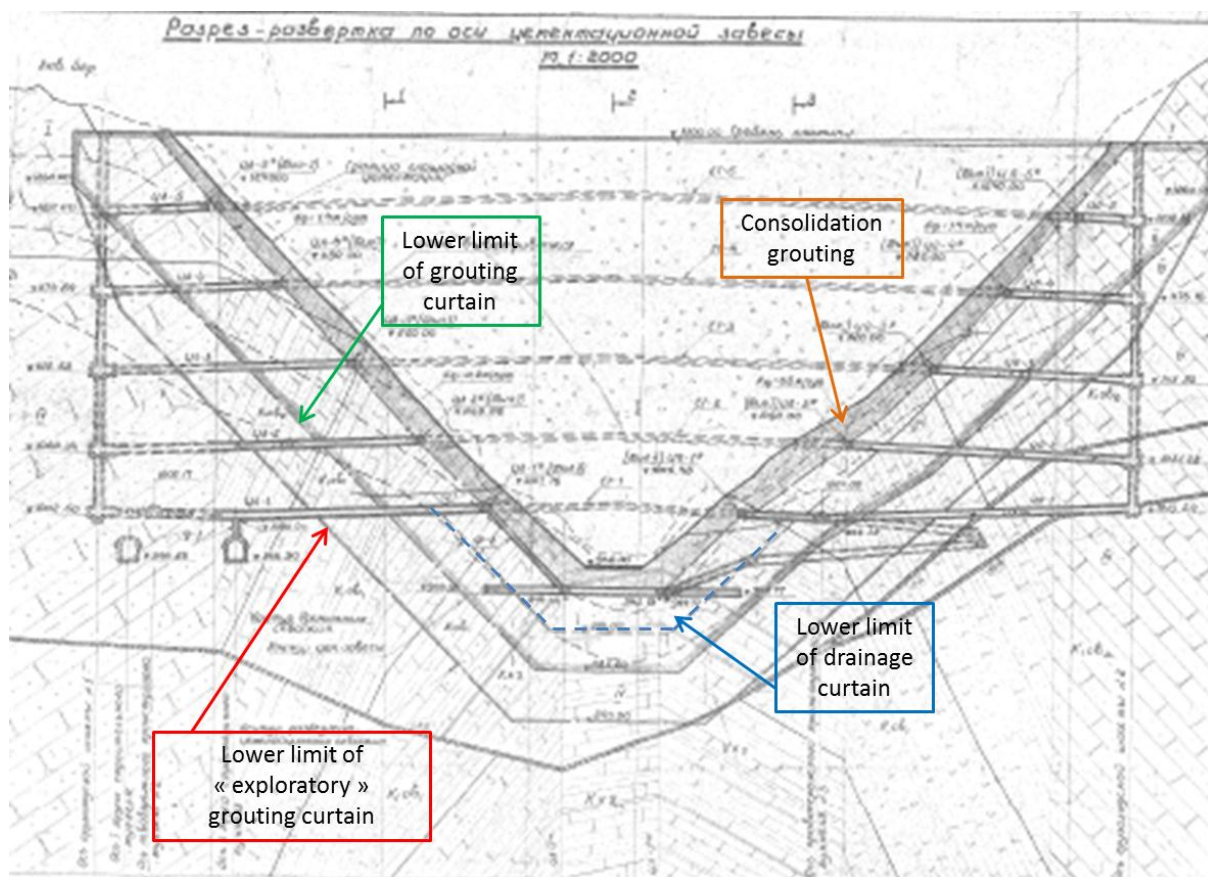


Рисунок 6.7: Разработка основания плотины, первоначальный проект 1978, вертикальное поперечное сечение вдоль оси плотины (после Сс.1 ], чертеж №.1174-10-303, Лист 1)

### 6.8.5 Проходки подземных сооружений и выработок

Проектный отчет 1978 (Сс.[1], § 2.6.2.) кратко упоминает специфичные испытания механики горных пород, проведенные в расположении помещений, машзала и трансформаторного помещения.

Расчетные значения, сохраненные для породы нижнего и верхнего Обигарм для выемки помещений (нетронутая порода), были следующие:

- Алевролиты Нижнего Обигарм: прочность на сжатие 70 МПа, прочность на разрыв 5 МПа, сцепления 18 МПа и угол трения на 53 градусов,
- Песчаники верхнего Обигарм: прочность при сжатии от 130 до 150 МПа, прочность на разрыв 8,5 МПа, 24 МПа сцепления и угол трения 59 градусов.

Из испытаний, проведенных через нагнетания камеры диаметром в 2 м в штольне 1030, деформируемость породной толщи алевролитов Нижнего Обигарм может быть определена; модуль деформации 8 000 МПа и коэффициента реакции  $K_0$  5 500 МПа/м<sup>3</sup>.

Для песчаников Верхнего Обигарм, модуль деформации оценивалась как, скорее всего, около 9 000 до 12 000 МПа и коэффициента реакции около 7 000 МПа/м.

Из исследований, проведенных на разрывы, характерные значения могут быть оценены и представлены в таблице 6.8.

Номер и природа системы непрерывности	Направление		Расстояние между трещинами (м)	Длина трещины (м)	Прочность сдвига вдоль поверхности трещин	
	Азимут падения (°/N)	Падение (°)			Угол трения (°)	Сцепление (МПа)
1:Напластование	130	68	0.7	5	28	0.01
2:Тектонический	32	28	0.35	1.2	35	0.5
3:Тектонический	220	54	0.3	2.1	35	0.5
4:Тектонический	340	40	0.25	1.5	35	0.5

Таблица 6.8: Характеристики основных разрывов в горных породах вокруг машзала и трансформаторного помещения (от Сс.1 ], Таблица 2.6.2.; подчеркивает, что характеристики прочности на сдвига были определены для большого диапазона нормального напряжения в 0.5 до 1 МПа

ГПТ предполагает, что при очень низком водозаборе среднего уровня горных образований на этой глубине, то есть примерно  $0.2 \times 10^{-7}$  м/с, общий объем сливаемой воды должен быть незначительным и не превышать 100 л/сек на двух помещениях.

ГПТ напоминает, что, с учетом концентрации сульфатов подземных вод, до 10 или 20 г/л, они должны рассматриваться как агрессивные относительно обычного портландцемента.

### 6.8.6 Защита от селей сая Оби-Шур

С ранних этапов проектирования, проблема регулярного возникновения селевых потоков большого объема была определена в сая Оби-Шур, левый приток реки Вахш, расположенный непосредственно ниже створа плотины. Большое количество обломков, до 65 млн. м<sup>3</sup>, были определены как потенциальный источник материала для селей в долине сая Оби-Шур. Максимальное количество обломков для сброса с помощью одной сели оценивается проектным отчетом 1978 в 3 миллион м<sup>3</sup> (сель 1972 привел 600 000 м<sup>3</sup> материала).

Чтобы убедиться, что сель может не разрушить эксплуатацию проекта, Проект 1978 прогнозировал строительство плотины высотой 105 м и соответствующего

строительного туннеля в 600 м, примерно в 2,5 км от реки Вахш по реке Оби-Шур. В этом месте породы относятся к образованию Мингбатман, и залегающий впадин вверх по течению. Строительство было рассмотрено под действием взрыва речных берегов. Другой туннель был рассмотрен на слиянии с рекой Вахш.

## **7. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ОЦЕНОЧНЫЕ РАБОТЫ, СДЕЛАННЫЕ ПОСЛЕ ПЕРВОНАЧАЛЬНОГО ПРОЕКТА**

### **7.1 Краткая справка по исследованиям, проведенным после остановки строительства**

После того как строительство согласно первоначальному проекту 1978 года было остановлено в 1993-1994 годах, было проведено определенное количество исследований с целью возобновления строительства с существующими сооружениями. Что касается геотехники, можно выделить три основных исследования.

- Исследования ИГП Москва, проведенная в 2000 году, инициированные Барки Точик для завершения плотины первой очереди,
- в 2004, Ташкентским ГП проведено комплексное обследование сооружений на Рогунской ГЭС,
- исследования 2005-2006 годов, специально заказанные российской компанией Русал, с целью определения наилучшей экономической альтернативы в его интересах; Русал нанял Ламайер Интернэшнл для проведения «банковского ТЭО»,
- Дизайн-проект, сделанный ИГП Москва, датированный 2009-2010 предыдущим требованиям 1978 года.

Исследование 2000 года радикально отличается от первоначального проекта 1978 года, в том плане, что оно четко дает понять, что плотина первой очереди не должна проходить над Йонахшским разломом, так как это не соответствует новым стандартам о возможных сейсмических смещениях вдоль активного разлома (см. ссылка 6], § 1). Поэтому проблема растворения соли не затрагивается в этом исследовании и предусмотрена бетонная плотина между Йонахшским разломом и разломом №35.

Аналогичным образом, целью исследований заказанных Русалом, как отмечается выше, было нахождение наилучшей экономической альтернативы для этой компании, поэтому рассматривался ряд вариантов, отличающихся от первоначального проекта 1978 года.

Тем не менее, почти вся основная базовая информация по геологии, геотехнике и гидрогеологии – за исключением специфичной темы по деформациям выработки машинного зала – которая была использована в данных отчетах, основывается на предыдущих результатах исследований проведенных перед утверждением проекта 1978 года и во время строительного периода (только часть этих исследований доступна консорциуму). Заметные дополнительные изыскания в основном сфокусированы на зоне машинного зала и свойств окружающих горных пород, после последующей конвергенции возникшей во время строительства и в последующие годы.

## 7.2 ТЭО 2000 года для первой очереди

Как отмечено в параграфе 7.1, целью этого исследования было завершение плотины первой очереди и фактически рассматривает разные варианты плотины, все они должны были быть расположены ниже по течению от Йонахшского разлома.

Что касается геотехнических вопросов, соответствующий отчет (ссылка 6]) не представил больше информации, чем те, что были раньше. Более того, он в основном сфокусирован на вариантах характеристик плотины, с несколькими страницами, выделенными для геотехники. Представление геомеханических характеристик скальных пород кое-как обобщено, дифференциация делается не в зависимости от возраста геологической формации, как в отчете 1978 года, а согласно характеристикам породы (песчаник, алевролит или тектонические линзы). Таблица 7.1 представляет эти характеристики. Можно заметить некоторую разницу с данными 1978 года, особенно для представленной поглощаемости воды, немного более высокой, чем было рассмотрено раньше и представлено в таблице 6.1. Прочность песчаника при сжатии принято как 110 МПа в твердой породе, приемлемое значение для большинства формаций скальных пород, кроме Каракуза и Мингбатмана, где согласно таблице 6.3, прочность на сжатие песчаника равна 66 и 83 Мпа соответственно.

Этот отчет докладывает о неожиданных свойствах горных пород в зоне подземных выработок, но цифры, приведенные в отчете, не соответствуют цифрам из последующих отчетов. Здесь конвергенция приводится от 240 до 340 мм в песчанике Верхнего Обигарма, стабилизированного через 3 года после проходки, в то время как конвергенция алевролита Нижнего Обигарма достигала 600-660 мм к маю 1999 года (из которых 160-180 мм были зафиксированы во время проходки).

Эти цифры больше всех других цифр в последующих отчетах, где конвергенция машинного зала в алевролите не превышает 500 мм к концу 1999 года. Не было найдено никаких объяснений этим цифрам.

## 7.3 Отчет Ташкентского ГП по текущему состоянию стройплощадки, 2004 год

Этот отчет является результатом исследований проведенных от имени Барки Точик для оценки текущего состояния сооружений стройплощадки. Отчет описывает список разных строящихся сооружений, остановленных в 1993 году и затопление большинства подземных сооружений, вследствие вывала в строительных тоннелях (ывал в СТ1 произошел в 1991 году и вывал в СТ2 произошел в 1993, согласно ссылка [23] Гидропроект, 1861-1-Книга 1, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения первой очереди станции, Москва, 2009, №.1861-1-Книга1

], § 2.3.3.1) и перелива верховой перемычки, последовавшей после селей на Оби-Шуре.



Инженерная и геологическая зона	Блоки доминантного литотипа	Глубина нижней границы зоны по отношению к поверхности: Фактические отметки				Свойства образцов			Параметры массы			
		Ниже 1010	1010-1090	1090-1170	Выше 1170	Плотность, т/м <sup>3</sup>	Крепость, R <sub>c</sub> , МПа	блоки, b, см	Специфическая поглощаемость воды, q, л/мин	Модуль деформации, E, 10 <sup>3</sup> МПа	Специфическая упругая вязкость, K <sub>0</sub> , МПа/см	Проектный коэф. крепости пород
I	Песчаники: K1k2, K1ob2 K1mg	7	15	25	40	2.60	90	15	2.20	2.0 – 2.5	15-20	2.0-3.0
	Алевриты: K1jv K1ob1 K1k2	5	10	15	20	2.65	30-40	18	2.00	1.5-2.0	12-15	3.0
	Тектонические линзы	5	8	12	15	2.60	<10	5	0.20	1.2	10	0.5
II	Песчаники	25	30	55	70	2.62	110	20	0.30	4.5	35	4.0-5.0
	Алевриты	20	45	65	80	2.70	60	15	0.20	3.5-4.0	23-27	4.0-5.0
	Тектонические линзы	15	20	30	40	2.62	10-70	7	0.06	1.5	12	1.0-1.5
III	Песчаники	50	65	100	140	2.62	110	20	0.05	7.5-8.0	60	7.0-8.0
	Алевриты	40	60	80	100	2.70	60	15	0.03	4.0-6.5	30-55	4.0-6.0
	Тектонические линзы	30	50	60	80	2.62	10-70	7	0.03	2.0	15	1.5-2.0
IV	Песчаники	-	-	-	-	2.62	110	20	0.02	8.0-8.5	60-70	7.0-8.0
	Алевриты	-	-	-	-	2.70	60	15	0.00	4.0-7.0	40-60	4.0-6.0
	Тектонические линзы	-	-	-	-	2.62	10-70	7	0.00	2.0	15	1.5-2.0
III, IV	Каменная соль	25	-	-	-	2.20	23	массив	0.00	11.5		

 Таблица 0.1: Геотехнические характеристики основания плотины, согласно ссылке **Error! Reference source not found.**]

В этом отчете была представлена очень важная информация по проходке машинного зала. В нем отмечено, что моделирование, проведенное перед началом проходки машинного зала, спрогнозировало (предполагало для текущей части, песчаника) конвергенцию стен, в размере 240 мм на уровне крановых балок и 380 мм на среднем уровне. Моделирование выработки на месте алевролита, предусматривало стабилизацию конвергенции через 10 лет после проходки, прогнозируя общую конвергенцию в 610 мм для уровня крановых балок и 635 мм на среднем уровне, были спроектированы соответствующие меры для поддержки и опор.

Для подробного раскрытия планов строительства, нужно обратиться к отчетам по подземным сооружениям. Можно кратко сказать, что наблюдались открытые трещины, некоторые анкеры были порваны и возникли чрезмерные смещения в зоне алевролитов или близко от нее (агрегаты № 5 и 6). Эта ситуация может частично объясняться неправильным проведением работ, поэтому были выбраны корректировочные меры к концу 1990 года. Проходка машинного зала не была завершена перед остановкой строительства в 1993 году около отметки 965 м, и как следствие событий 1993 года, он был затоплен согласно отчету на уровень примерно до 985 м, близко к своду (ссылка [8] ФРАЙБЕРГ Е., КОЛИЧКО А.В., ФЕДЧУН А., ЕЛКИН А., ГРИГОРЬЕВ И, Оценка стабильности подземного машинного зала Рогунской ГЭС по результатам физического моделирования и натурных наблюдений, 10 Конгресс МОМГП, 2003

], § 2).

Конвергенция постоянно измерялась, несмотря на потерю некоторых измерительных точек, показывающих, что конвергенция все еще продолжается. Дополнительно, землетрясение в январе 2002 вызвало соответственные смещения стен. Отчет рекомендует провести больше исследований для анализа устойчивости.

Что касается размера конвергенции в машинном зале, отчет отмечает:

- На участке расположенном в песчанике (Верхний Обигарм), конвергенция к концу 1991 года (завершение 4-го уступа проходки) была 85% от конвергенции, зафиксированной к концу 2002 года,
- На участке расположенном в алевролите (Нижний Обигарм), конвергенция к концу 1991 года (завершение 4-го уступа проходки) была только от 47 до 66% от общей конвергенции, зафиксированной к концу 2002 года.

Отмечено, что в трансформаторном помещении, полностью пройденном в песчанике, не наблюдалось видимых деформаций, хотя некоторая конвергенция все равно происходила.

Что касается геотехнических условий, следует отметить, что согласно этому отчету, были трудности при проходке СТ1, в месте его пересечения разлома №35, где нижний уступ остался не пройденным. Был зафиксирован обвал скальной породы примерным объемом 25,000 м<sup>3</sup> на этом участке в ходе осмотра в 1992 году, и позднее было отмечено, что постоянные вывалы горной породы на месте разлома № 35 препятствовали ремонту бетонной обделки в том месте.

У строительного тоннеля №2 была обнаружена диагональная трещина от 100 до 120 мм в портале водоприемника, вследствие чего, портал, почти отделившийся от тоннеля начал заваливаться в сторону реки, а стенка берегового устоя портала обвалилась в реку (ссылка [8] ФРАЙБЕРГ Е., КОЛИЧКО А.В., ФЕДЧУН А., ЕЛКИН А., ГРИГОРЬЕВ И, Оценка стабильности подземного машинного зала Рогунской ГЭС по результатам физического моделирования и натурных наблюдений, 10 Конгресс МОМГП, 2003

)).

Внутри, на расстоянии 97 м после портала, был зафиксирован обвал примерно 2500 м<sup>3</sup>, на участке где тоннель пересекает разлом № 70.

Другой интересной информацией связанной с характеристиками алевролитов Нижнего Обигарма является то, что основание плотины разрабатывалось в форме берм высотой 5 м. При обнажении, из-за быстрой деформации алевролита Нижнего Обигарма вследствие выветривания, проходка должна защищаться торкретом. Тем не менее, согласно отчету (ссылка [8] ФРАЙБЕРГ Е., КОЛИЧКО А.В., ФЕДЧУН А., ЕЛКИН А., ГРИГОРЬЕВ И, Оценка стабильности подземного машинного зала Рогунской ГЭС по результатам физического моделирования и натурных наблюдений, 10 Конгресс МОМГП, 2003

, этого не было сделано, так как текущие темпы эрозии сочли незначительными. В сегодняшние дни, на стройплощадке трудно увидеть такую форму проходки.

Этот отчет также описывает выполненные работы по внедрению мер для избегания выщелачивания соли внутри Йонахшского разлома, особенно проходку цементационных штолен и эксплуатации соляной завесы.

В нем делается вывод, что критические условия, в которых находится машинный зал, должны быть решены в ближайшее время, также как и ремонт строительных тоннелей.

## 7.4 Исследования 2005-2006 годов

### 7.4.1 Общие сведения

Было написано определенное количество отчетов и документов в 2005 и 2006 годах, с целью возобновления строительства. Как отмечено в параграфе 7.1, большинство из них были заказаны российской компанией Русал. Что касается геотехнических условий, и для тех не владеет русским языком, особое внимание должно быть уделено «Банковскому ТЭО», выпущенного компанией Lahmeyer International, из Германии, по заказу Русала, так как оно предоставляет краткое описание информации, доступной на тот момент, а также некоторые важные обновления этих условий, и было написано на английском языке.

В данном разделе, мы перечислим дополнительную информацию, предоставленную этими исследованиями 2005-2006 годами, для каждой отдельной темы.

### 7.4.2 Геомеханические характеристики горных пород и горных массивов

#### 7.4.2.1 Содержание дополнительных изысканий и исследований

Что касается геомеханических характеристик горных массивов и после фиксирования неожиданно большой конвергенции в выработке машинного зала, были проведены некоторые дополнительные изыскания для более точной оценки. Изыскания в основном сфокусированы на алевролите Нижнего Обигарма и песчанике Верхнего Обигарма и деформационном модуле горных массивов.

При этом был проведен компьютерный анализ, воспроизводящий очередность проходки машинного зала, параметры были настроены таким образом, что соответствовать наблюдаемым смещениям стен выработки. После того, как были выбраны подходящие наборы параметров, было смоделировано возобновление проходки.

Ламайер (ссылка 18) Рогунская ГЭС в Республике Таджикистан, Банковское технико-экономическое обоснование по Завершению строительства Стадии 1 Том.3F, Отчет по вариантам ГЭС, часть 1 из 5, Бэд Вилбель, январь 2006 г.

дополнительно провел методологическую работу по геомеханическим характеристикам горных массивов, путем классификации согласно GSI (ГИП) (Geological Strength Index – геологический индекс прочности).

В ссылке [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005

(§ 1.2.), среди других, был отмечен интересный факт, что после землетрясения магнитудой 6 баллов по шкале Рихтера, произошедшего в 2002 году, было зафиксировано дополнительное движение в 5-6 мм на участке алевролитов машинного зала. Согласно отчету, на участке песчаника не было зафиксировано никакого дополнительного движения.

В том же отчете, говорится об осушении машинного зала, в мае-июне 2005 года, со скоростью 0.5-1 м/день (ссылка [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005

, § 3.1.2.). Измерения конвергенции машинного зала под крановой балкой, в части, которая была затоплена, были возобновлены только после осушительных работ.

#### 7.4.2.2 Характерные особенности горных массивов

Для начала, рассматривая алевролит Нижнего Обигарма, в большинстве отчетов обращается внимание на его поведение во время проходки. Докладывается, что после 8-12 часов после проходки и вскрытия алевролита, он покрывается мелкими трещинами, развивающимися за один день до 0.3-0.5 м в толщину, где крепость породы естественно снижается. Покрытие стенок выработки защитным слоем торкрета признано эффективным (ссылка [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005

], § 1.1.).

Ламайер (ссылка [18], § 3.7.1.) докладывает, что образцы, взятые из выемок керна, погруженные в воду, показывали или трещиноватость или разрушение в течение одного дня, или даже дисперсионный эффект. Дополнительно, рентгенодифракционный анализ образцов из алевролитов Обигарма показал, что фило-силикатные минералы составляют более 60% материала породы, в то время как кварц всего лишь чуть выше 20%. Поэтому ожидается возникновение деформационного разуплотнения и оползания, с существенно сниженными остаточными характеристиками по сравнению с пиковыми характеристиками. Большие значения конвергенции, наблюдаемые в выработке машинного зала на участке алевролита (от 2.8 до 3% от ширины выработки) подтверждают это.

Отчет Ламайера также подчеркивает, что есть риск вымывания, т.е. риск внутренней эрозии из-за миграции мелких частиц под градиентом давления воды, в алевролитах Обигарма, что может повлиять на их долгосрочную гидравлическую проницаемость. Тем не менее, эффект выщелачивания гипса, который считается в размере 0.5% для горных пород, сконцентрированных вдоль трещин, имеет большее потенциальное влияние на гидравлическую проницаемость (ссылка [18], § 3.7.1.).

Дополнительно информация, это упоминание испытаний, проведенных В. Кубетским в алевролитах (ссылка [14]). Согласно ей оседание поверхности над выработками может возникнуть когда «коэффициент  $\tau/\sigma_{\text{mean}} \geq 0.75$  при трехосных условиях, 0.3-0.4 МПа

касательного напряжения при простом сдвиге» (учитываемый критерий для рассмотрения – бетонная плотина высотой 330 м).

Согласно отчету Ламайера (ссылка [18]), для более новых формаций, следует учитывать потенциал долгосрочного выщелачивания гипса, особенно в пределах формации Лятобан, где представлены слои гипса (см. таблицу 2.1).

#### 7.4.2.3 Результаты дополнительных изысканий на стройплощадке

Геодинамический исследовательский центр (ГИЦ) провел геофизические изыскания на стройплощадке в первой половине 2005 года, состоявших в основном из геофизических съемок и применением сейсмических и ультразвуковых методов, для проверки состояния массива горных пород вокруг существующих подземных сооружений (ссылка [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005

).

Представленные данные по геомеханическим свойствам горных пород приведены в таблице, которая почти такая же, что и в ТЭО 2000 года, приведенная в таблице 7.1.

С учетом специфичных условий горных пород вокруг выработки машинного зала, в этом отчете представлены 2 таблицы, которые суммируют результаты изысканий проведенных после инициирования строительства (около 1989 года, согласно ссылка [15] Ленметрогипротранс (ЛМГТ ОАО) АСИА, Инструментальное обследование Строительных туннелей уровня 1 и 2 Рогунской ГЭС, Научно-технический отчет, Стадия 1, Санкт-Петербург, 2006

], который представляет похожие таблицы).

**Таблица 0.2** представляет результаты одноосных и трехосных испытаний проведенных на неповрежденных образцах породы. Правая часть таблица отображает горный массив, зону IV, и оценка не отличается от значений 1978 года (см. таблицу 6.3).

Rock types	Properties in the sample						Properties in the massif			
	Density t/m <sup>3</sup>	Uniaxial compressive resistance, MPa		Tensile resistance, MPa	Resistance under $\sigma_n=15\text{MPa}$		Deformation module, MPa	Deformation module, MPa	Permeability, l/min	Calculated strength coefficient
		uniaxial	triaxial, $\sigma_2=\sigma_3=15\text{MPa}$		C MPa	$\varphi$ degree				
Siltstones K <sub>1ob1</sub>	2.65	70	110	5.0	18	53	28000	5500	≤0.001	5-6
Sandstones K <sub>1ob2</sub>	2.65	130	220	8.5	24	59	34000	9000	0.003	7-8

Таблица 0.2: Свойства горных массивов, окружающих комплекс машинного зала; краткая сводка дополнительных результатов 1989 года (после ссылки [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005 ], таблица 1.3.)

Genetic type	# of the system	Orientation elements		Distance between the cracks, m	The length of the cracks, m	Shearing resistance along crack plate	
		dip azimuth	hade			C MPa	$\phi$ degree
Strata	1	130	65	0.70	>10	0.03	29
Tectonic	2	32	28	0.30	2.5	0.02	32
Tectonic	3	220	45	0.20	4.0	0.02	32
Tectonic	4	340	50	0.30	4.0	0.02	32

Таблица 0.3: Характеристики и предполагаемая прочность при сдвиге нарушений сплошностей в массивах горных пород выработки машинного зала (после ссылки [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005 ], таблица 1.4.)

Таблица 0.3 представляет примерные параметры сопротивления сдвигу, которые недалеко от тех, что были в 1978 году, но распределенные согласно разным группам разрывов сплошности.

Отчет представляет проведенные изыскания, которые в основном состоят из сейсмической томографии и ультразвукового каротажа скважин, пробуренных в различных локациях подземных сооружений, особенно вокруг выработки машинного зала. Так как процесс разгрузки горных пород вокруг выработок начал исследоваться с начала проходки в 1989 году, теми же средствами по сейсмике и ультразвуковому каротажу, измерения выполненные в 2005 году были сделаны максимально в тех же локациях, особенно вокруг машинного зала.

Подводя итог, можно сказать, что в целом результаты показывают, что зона разгрузки вокруг выработок не сильно изменилась с 1992 года, но свойства породы внутри зоны разгрузки были существенно ухудшены, значительно ниже измеренных скоростей. Указывается заметная разгрузка для опорной колонны между машинным залом и монтажной площадкой 12 м в ширину, расположенной в верховой части, согласно отчету из-за не установленных вовремя опор (ссылка [12], § 3.2.2.).

После периода строительства, это можно было наблюдать, используя те же средства изысканий, что после от одного до трех лет простоя, скорость распространения волны немного увеличилась, по сравнению со значениями сразу после выработки, таким образом, демонстрируя некоторую эффективность опор. Из результатов 2005 года, можно сделать вывод, что разгрузка продолжалась между 1992 и 2005 годами в пределах нарушенной зоны, скорее всего опор не было достаточно для долгосрочной стабилизации.

Выводы сравниваемых результатов для скорости продольной волны между строительным периодом и измерениями 2005 года представлены в таблице 7.4, исследованных для разных формаций пород. В отчет был сделан вывод, что за исключением породы вокруг машинного зала, не было замечено значительных изменений.

С марта по май 2006 года, были проведены дополнительные исследования тем же Геодинамическим исследовательским центром.

Было пробурено шесть скважин для тестов измерения давления, сейсмической томографии и ультразвукового каротажа, расположенных в пределах Кызылташского песчаника и алевролитов Нижнего Обигарма (к этому времени, целью обозначенной компанией Русал, была оценки пригодности для арочной плотины, вероятно с более

низкой высотой, чем основная плотина). Деформационные модули, измеренные измерителями давления, были в среднем 3500 МПа для алевролита Нижнего Обигарма и 4600 МПа для песчаников Кызылташа. Были использованы разные корреляции для сравнения модулей измерителей давления и оценок ультразвуковыми скоростями и скоростями сейсмической волны, учитывая эффект масштаба.

В отчете сделан вывод, что разница между модулями измерителей давления происходит от эффекта масштаба и того факта, что формируется зона разгрузки вокруг скважин. Поэтому, модули, полученные от скорости сейсмической волны, рассматриваются как более надежные для непотревоженной породы под нагрузкой. Сейсмические скорости довольно похожи на те, что в таблице 7.4 для Кызылташской формации, но в Нижнем Обигарме были зафиксированы более высокие значения (в среднем 4.14 км/сек).

Геологическая единица	Доминирующие типы пород	Геотехническая зона	Местоположение	Продольная скорость волны (км/сек)	
				Данные 1978-1992	Данные 2005
Нижний Лятобан (K <sub>1lt1</sub> )	Низкая крепость, серый алевролит, со слоями песчаника, доломитом или гипсом	II	Пласт между кабельными тоннелями 1 и 2, исследовано после галереи 1007	2.6 – 2.8	2.6 – 3.4 <u>3.0</u>
Нижний Мингбатман (K <sub>1mg1</sub> )	Песчаники со слоями алевролита	III - IV	Пласт между транспортными тоннелями Т-3 и Т-37, исследовано от галерей 1002 и 1030	3.5 – 3.9	3.1 – 4.5 <u>3.8</u>
Верхний Обигарм (K <sub>1ob2</sub> )	Массивные песчаники	III - IV	Пласт между машинным залом и трансформаторным помещением Pillar между транспортными тоннелями Т-3 и Т-37, в разломе # 35, исследовано от галереи 1030	3.6 – 4.5	3.3 – 4.3 <u>3.8</u>
Нижний Обигарм (K <sub>1ob1</sub> )	Алевролиты, со слоями песчаника	IV	Пласт между машинным залом и трансформаторным помещением Пласт между машинным залом и монтажной камерой	3.5 – 4.5	3.1 – 4.5 <u>3.5</u> <u>3.8 (*)</u>
Кызылташ (K <sub>1kz</sub> )	Толстые песчаники со слоями алевролитов	IV	Пласт между камерами ремонтного, основного и аварийного затворов отводящих тоннелей Пласт между Т-8 и СТ2	3.6 – 4.2	3.4 – 4.2 <u>3.8</u>

Гаурдак (J <sub>3gr</sub> )	Каменная соль, гипс, красные аргиллиты, красные гипсовые глины	II	Пласт между Т-3 и ЦШ-2	2.7 ± 0.6	2.4 – 3.4 <u>2.9</u>
-----------------------------	--	----	------------------------	-----------	-------------------------

**Прим.:** подчеркнутые значения под данными 2005 года являются средними значениями скорости (\*) Среднее значение для насыщенного массива

Таблица 0.4: Сравнение продольной скорости волны в пределах горных пород вокруг подземных сооружений, за пределами зоны влияния проходки, измеренной во время строительства и в 2005 году (из ссылки [11] **КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005**), таблицы 2.3 и 4.1)

Установленные деформационные модули, даны как 8000 МПа для алевролита Нижнего Обигарма и 9000 МПа для песчаников Кызылташа (ссылка **Error! Reference source not found.** 20], § 3.3.3.). Значение Нижнего Обигарма существенно выше 5500 МПа из предыдущих исследований. Надежность разных корреляций, использованных для интерпретации, может быть поставлена под сомнение.

#### 7.4.2.4 Компьютерный анализ для выработки машинного зала

По всей видимости, согласно кривым, представленным в разных отчетах, все проведенные анализы рассматривали конвергенцию, измеренную на уровне крановых балок (нижняя часть выработки была затоплена). Измеренные движения были недооценены в отчетах, так как был перерыв между проходкой и фактическим внедрением измерений (см. ссылку [11], между другими).

Гидроспецпроект в 2005 году провел полный анализ выработки комплекса машинного зала, т.е. машинного зала, трансформаторного помещения и монтажной камеры (ссылка [13]). Был проведен анализ, моделирующий разные уже достигнутые шаги, при помощи программного обеспечения MARC и Roclab / Фаза2.

Была проведена работа, с учетом 2 участков, один в зоне алевролитов в машинном зале, другой в зоне песчаника. Из анализа всех доступных данных, в особенности измерений волн сжатия, следующие значения были выбраны как вводные параметры для модели. Уточняется, что из-за эффекта масштаба, фактические значения деформационных модулей могут быть ниже.

Rock	Calculated strength in the sample, MPa		Calculated shear strength		Deformation modulus in the mass, MPa		Poisson ratio, $\nu$
	Rc	Rp	tg $\phi$	C, МПа	Uninvaded mass	Decompaction zone	
Sandstone	100	10	1,2	3,0	9000	6000	0,22
Siltstone	70	7	1,0	2,0	5500	4000	0,30

Таблица 0.5: Вводные параметры для модели MARC (после ссылки [12] **Центр геодинимических исследований (ЦГИ), Рогунская ГЭС, Геофизические и инженерно-геологические изыскания по диагностическому исследованию существующих конструкций подземной части Рогунской ГЭС, Контракт № 4/943-2004, Москва, 2005**

)



Была использована модель MARC, с эласто-пластичным, параболическим критерием потери несущей мощности Мохра-Коломба. Тем не менее, чтобы соответствовать конвергенции, было обнаружено, что введенные свойства должны быть такими как в **Таблица 0.6**.

С уровнем природной нагрузки, (14 МПа вертикальная и 14 МПа горизонтальная), было обнаружено, что возобновление проходки согласно проекту может привести к нестабильности (требуются более низкие нагрузки, 11.6 МПа вертикальная и 12 МПа горизонтальная).

Анализ Roclab/Фаза2 был сделан чтобы учесть конвергенцию до 1999 года и использовался критерий Мохр-Колумба, с вводными параметрами, как в таблице 7.7.

No.	Properties	Sandstones	Siltstone	Fractured zone
1.	Rock mass deformation modulus, МПа	6000	3700	2000
2.	Elasticity modulus, МПа	8300	5300	3000
3.	Poisson ration	0.22	0.30	0.23
4.	Standard compressive strength, МПа	125	87.5	35
5.	Standard tension strength, МПа	12.5	8.75	3.5
6.	Standard tangent of internal friction angle	1.50	1.25	
7.	Standard adhesion	3.75	2.50	

Таблица 0.6: Геомеханические параметры, которые должны быть применены, чтобы соответствовать наблюдаемой конвергенции (после ссылки [13], единицы наверно те же, что и для Таблица 0.5)

Parameter	Sandstone rock mass		Relief zone	
	Elastic zone	Plastic zone	Elastic zone	Plastic zone
Strain modulus, MPa	9000		6000	
Poisson's ratio, $\nu$	0.22		0.3	
Dilatation angle, $i$		15°		5°
$R_p$ , MPa	0.6		0,4	
$\varphi$ , deg.	50	47	45	42
$C$ , MPa	3	2	2	1.5

Parameter	Siltstone rock mass		Relief zone	
	Elastic zone	Plastic zone	Elastic zone	Plastic zone
Strain modulus, MPa	5500		4000	
Poisson's ratio, $\nu$	0.3		0.33	
Dilatation angle, $i$		5°		0°
$R_p$ , MPa	0,4		0.25	
$\varphi$ , deg.	45	42	40	37
$C$ , MPa	2	1.5	1.5	1

Таблица 0.7: Вводные параметры для модели Фаза 2

Для сравнения между фактическими смещениями и расчетными, было учтено, что измеренные смещения меньше фактических, так как мониторинг начался не сразу после проходки, как отмечено в ссылке [11][10] КОЛИЧКО А.В., Инструментальный мониторинг новейшей тектоники в районе строительства Рогунской ГЭС, Геологическое почвоведение - Инженерная Геология - Гидрогеология - Геокриология, номер # 2, 2005 ].

Вывод анализа Фазы 2 подтверждает пролегания зон пластической деформации вокруг выработок и внутри пластов (коэффициенты безопасности очень близки к 1):

- Между машинным залом и монтажной камерой (полностью расположенной в алевролите)
- Между машинным залом и трансформаторным помещением (в песчанике).

Общее заключение таково, что завершение проходки согласно проекту рискованно, и может потребовать много времени и средств.

В конце концов, результаты разных проведенных исследований хорошо обобщены в ссылке [22] который представляет результаты геомеханических характеристик песчаников в Верхнем Обигарме и алевролите Нижнего Обигарма, где расположен машинный зал.

Примечательно, что трехмерный анализ был проведен при помощи программного обеспечения Z-soil, которая, согласно ссылке [22] лучше подходит к фактически наблюдаемым условиям и конвергенции. Соответствующие геомеханические характеристики даны в таблице 7.8.

Table 7. Strength and deformation properties of rock mass in machine hall area (results of 3-D analysis).

Parameters	Sandstone		Aleurolite	
	Unaltered mass	Weakened (stress-relieved) zone	Unaltered mass	Weakened (stress-relieved) zone
$\varphi$ , dgr	42	38	36	32,5
Cohesion $C$ , MPa	1,64	1,1	0,75	0,5
Modulus of deformation $E$ , MPa	7500	5000	4000	2670
Poisson's ratio, $\nu$	0,22	0,30	0,30	0,33

Таблица 0.8: Параметры, которые лучше остальных подходят к наблюдаемой конвергенции выработки машинного зала, согласно ссылке [21] ГУК, Эверт: **Инженерия практической породы, www.rocscience.com, 2007**

Дополнительно, краткий обзор разных деформационных модулей полученных различными методами, представлен в таблице 7.9.

Table 8. Summary of moduli of deformation derived by different methods.

Method	Values of modulus $E$ in MPa				
	Sandstone		Aleurolite		
	Unaltered rock mass	Weakened zone	Unaltered rock mass	Weakened zone	
Rating by Hoek-Brown classification	15.000		6000		
Geophysical methods	11000 <sup>*)</sup>	8300 <sup>*)</sup>	8100 <sup>*)</sup>	5800 <sup>*)</sup>	
Seismic prospecting	8400	6250	6100	4300	
Pressure measurement		4600		3500	
Computational methods	2-D model	9000	6000	5500	4000
	3-D model	7500	5000	4000	2670

<sup>\*)</sup>upper figure indicates value of  $E_{II}$ , lower figure indicates – modulus  $E_{\Sigma}$  .

Таблица 0.9: Деформационные модули, полученные разными методами (из ссылки [21] ГУК, Эверт: **Инженерия практической породы, www.rocscience.com, 2007**

)

Таким образом, уже в 2005 году, возобновление проходки машинного зала согласно первоначальному проекту был оценено как рискованным.

#### 7.4.2.5 Геомеханические характеристики, согласно классификации горных пород (Ламайер, 2005)

Оценка ГИП (геологический индекс прочности) был использован Ламайером для оценки характеристик горных пород. Мы кратко приведем ниже основы метода.

ГИП может быть определен при помощи использования графиков, опубликованных в предыдущих статьях Гука и других (см. ссылку [18], [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический отчет, Москва, май 2006 г.

и [28] Гидропроект, 1861-2-V-1, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Том 5, Основные компоненты ГЭС, Книга 1, Плотина Гидроэлектростанции, Москва, 2009 г., № 1861-2-V-1

[29] Гидропроект, 1861-2-1 Альбом, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Альбом чертежей, Москва, 2009 г., № 1861-2 – Альбом 1

) или средствами оценочных рейтингов, описывающих разные свойства пород, такие как прочность матрицы на сжатие, промежутки и условия нарушений сплошности, на основе оценки рейтинга пород, как было определено Бьяневски в ссылке [1] ГИДРОПРОЕКТ, 1174-T15, Филиал Центральной Азии: Рогунская ГЭС на реке Вахш, Технический проект, часть I, том 3, Инженерно-геологические условия, Ташкент, 1978 г. № 1174-T1

. Вместе с определением прочности сжатия горных пород и параметра  $m_i$  (который может быть связан с коэффициентом прочности на разрыв к крепости сжатия матрицы), он предоставляет предварительный критерий прочности для трещиноватой горной породы.

Предложенные графики для оценки ГИП горных пород, приведены ниже, в таблице 7.10 (общая для всех горных пород) и в таблице 7.11, адаптированной для неоднородных горных пород.

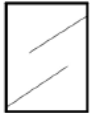





<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60		
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	20	10	

Таблица 0.10: Определение параметров блочных горных пород на основе условий сращения и трещиноватости (воспроизведение из ссылки [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический отчет, Москва, май 2006 г.

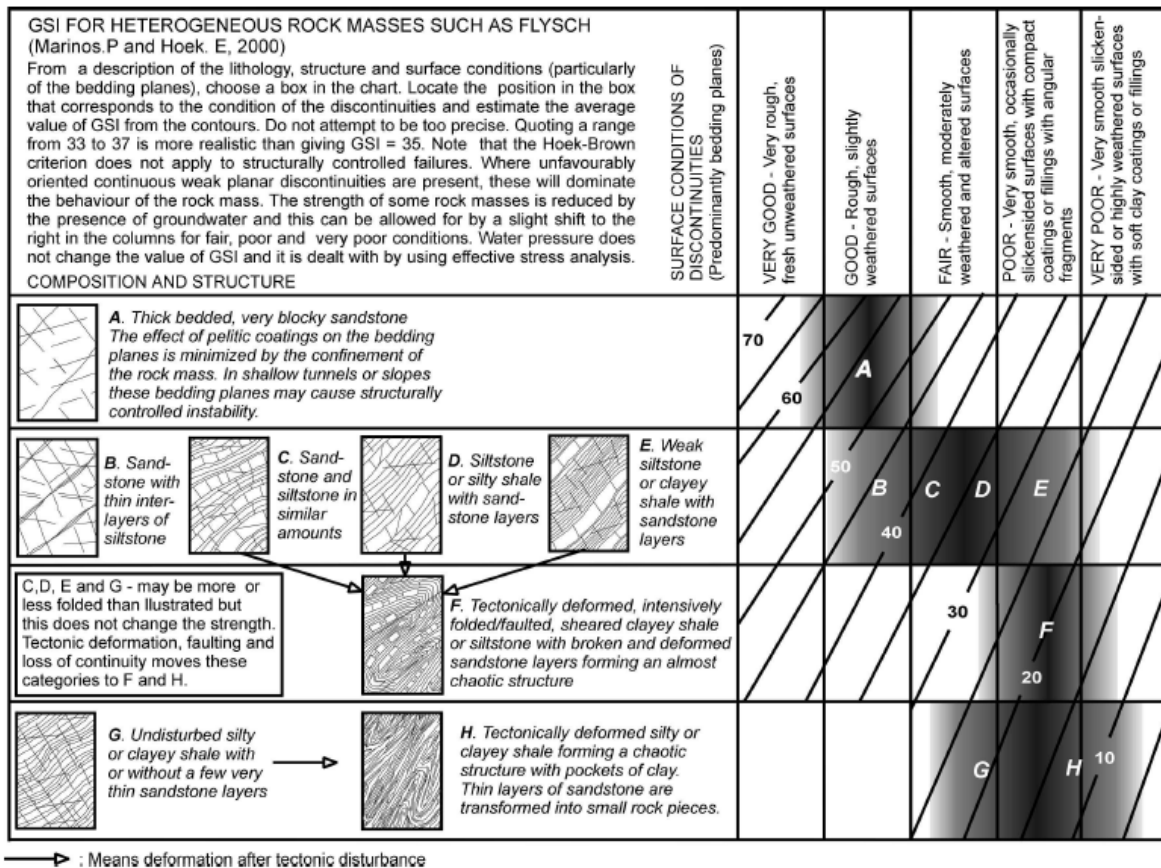


Таблица 0.11: Предположительные ГИП для неоднородных горных пород, таких как флиш (скопировано из ссылки [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический отчет, Москва, май 2006 г.

)

Ламайер использовал таблицу для неоднородных горных пород (таблица 7.11), для оценки ГИП формаций горных пород на створе Рогунской плотины. Рассматриваемая структура горных пород была оценена и расположена между типами А и В, с поверхностными условиями нарушений сплошности от плохих до хороших (см. таблицу 7.11), со следующими результатами:

- Массивные песчаники (Верхний Обигарм) и новые песчаники (Кызылташ, Каракуз) со значениями ГИП, варьирующимися от 45 до 55,
- Алевролиты с более низкими значениями, которые могут упасть до 30 в случае выветренных, разгруженных алевролитов, а также в случае перегрузки.

Тем не менее, Ламайер оценивает примерно треть алевролитов формации Нижний Обигарм на данный момент более глинистыми, и их характеристики должны оцениваться отдельно остальной формации. Первоначально присвоенной величиной прочности на сжатие было 57 МПа (см. таблицу 6.2), сейчас оно оценивается ниже, около 50 МПа (ссылка [18], § 3.8.).

Параметр	Песчаник Верхнего Обигарма	Алверолит Нижнего Обигарма	Источник
ГИП	60	50	Оценено согласно геофизическим исследованиям 2005 года
		35	Согласно ссылке [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический отчет, Москва, май 2006 г. ]
mi	15	7	Согласно ссылке [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический отчет, Москва, май 2006 г. ]
Прочность одноосного сжатия (МПа)	100	50	Первоначальный проект
Пиковая связность среак горной породы (МПа)	1.8 – 2.4	0.8 – 1.2	Согласно ссылке [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический

			отчет, Москва, май 2006 г.  предполагается 375 м перекрывающих пород и фактор смещений D=0
	1.5	1.2	Предположение Ламайера
Остаточная связность $c_{res}$ горной породы (МПа)	-	0.53 – 0.88	Используя ГИП=35
	1.2	0.88	С фактором смещений D=0.6
Макс угол трения $\varphi_{reak}$ горной породы (градус)	44 - 50	28 - 36	Согласно ссылке [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический отчет, Москва, май 2006 г.  предполагается 375 м перекрывающих пород и фактор смещений D=0
	45	36	Предположение Ламайера
Остаточный угол трения $\varphi_{res}$ горной породы (градус)		21- 31	Используя ГИП=35
	40	30	Оценивается близко к фактору смещений D=0.6
Деформационный модуль E (ГПа)	14	7	Согласно ГИП
		3	Используя ГИП=35
	8	5	Предыдущие отчеты
	6	4.3	Анализ деформаций машинного зала
Коэффициент Пуассона	0.3	0.33	Анализ деформаций машинного зала



Горизонтальный компонент местного поля напряжений $\sigma_H$ (МПа)	18	18	Согласно ссылке [10] КОЛИЧКО А.В., Инструментальный мониторинг новейшей тектоники в районе строительства Рогунской ГЭС, Геологическое почвоведение - Инженерная Геология - Гидрогеология - Геокриология, номер # 2, 2005
Вертикальный компонент местного поля напряжений $\sigma_H$ (МПа)	12	12	Согласно ссылке [10] КОЛИЧКО А.В., Инструментальный мониторинг новейшей тектоники в районе строительства Рогунской ГЭС, Геологическое почвоведение - Инженерная Геология - Гидрогеология - Геокриология, номер # 2, 2005

**Таблица 0.12: Краткие итоги по параметрам алевролитов и песчаников машинного зала, используя разные предположения; значения определенные как типичные для долгосрочного поведения двух формаций пород закрашены серым (скопировано из ссылки [18])**

Ламайер использовал разные предположения, в основном из первоначального проекта 1978 года, но также предположения из ГИП, и закончил анализ выработки машинного зала анализом конечных элементов. Так как было трудно назначить значения для остаточных характеристик разваливающихся пород, был использован фактор смещений  $D$  для поправки, чтобы найти измеренные деформации. Поэтому здесь фактор смещений не должен интерпретироваться как определение Хоека по разрушениям, вызванным ударной волной, а как параметр для снижения нагрузки после разваливания породы. Долгосрочные значения геомеханических параметров должны быть присвоенные песчаникам и алевролитам Обигармской формации должны быть снижены; итоговые значения параметров представлены в таблице 7.12, с рекомендованными долгосрочными параметрами, подчеркнутых серым цветом.

Ламайер отмечает, что оседание алевролитов Обигарма над выработками все еще продолжается, и что дальнейшее снижение долгосрочных сдвиговых параметров не исключено (ссылка [18], § 4.2.4.1.). Он отмечает, что если сдвиги в песчанике стабилизировались, то в алевролитах ситуация критическая, и что полная проходка выработки машинного зала в алевролитах Обигарма «практически невозможна».

Причиной этому служило то, что пласт породы между машинным залом и трансформаторным помещением полностью пластифицирован, анкеры в машинном

зале «почти все перегружены в низовой части и как минимум частично перегружены в верхней части».

Поэтому Ламайер предложил сделать обратную засыпку бетоном, части машинного зала, расположенного в алевролите, до уровня агрегатов, и создать платформу, которая могла бы использоваться как монтажная площадка или для других целей (ссылка [16] Управляющая Компания РУСАЛ: Строительство Рогунской ГЭС - Инженерно-геологические условия - Краткий обзор, Москва, 2006

[1], § 5.2.1.).

Что касается параметров основания плотины, Ламайер предложил приложить к алевролиту Нижнего Обигарма и песчанику Верхнего Обигарма понижающий фактор, равный отношению между выведенными значениями из анализа устойчивости над машинным залом и соответствующая зона IV первоначального проекта. Не надо применять никаких снижающих факторов для формации Кызылташ. Таким образом, для этих трех формаций пород получены новые геомеханические параметры, в каждой геотехнической зоне (согласно определению параграфа 6.3).

#### 7.4.2.6 Дополнительные исследования Гидропроекта в 2009-2010 годах

Что касается геомеханических характеристик, ИГП утверждает, что в их отчете упомянуты результаты только дополнительных исследований 2009 года. В этом отчете (ссылка[26] ЛЕХОВ А.В., Имитационное моделирование растворения соляного слоя во время строительства Рогунской ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Москва, 2009

, § 1.2.2.) четко говорится, что исследования были возобновлены на основе старых данных (1978 года и последующих документов сделанных во время строительства ТГП), но таблица геомеханических характеристик не была обновлена со времени проекта 1978 года. Поэтому ИГП настаивает в своем отчете 2009 года, на том, что потребуются проведение дополнительных изысканий, из-за неопределенности в выветренных участках, и их геотехнических параметров.

Тем не менее, геомеханические характеристики, приведенные в таблице 7.13 для основания плотины, рассматривают только зоны от I до III, и средние значения, без разделения между песчаниками и алевролитами.

Для подземного машинного зала, данные, которые лучше всего подошли к наблюдаемой конвергенции, приведены в таблице Таблица 0.14.

№	Характеристики пород	Зоны	$\rho_n$ , тон/м <sup>3</sup>	$\sigma_\phi$	C, Мпа	E, Мпа	$\mu$	$K_\phi$ , m/d
1	Песчаник, Алевролит, Аргиллит	I	2,65	40	0.1	2000	0.25	1.5
		II	2,65	40	1.0	4500	0.25	0.5
		III	2.65	45	2.0	7000	0.25	0.02
2	Каменная соль		2.23	68	0.6	1140	0.30	0.001
3	Зона дробления		2.30	27	0.01	1500	0.30	1.0

	(разлом)							
--	----------	--	--	--	--	--	--	--

Таблица 0.13: Краткий обзор геомеханических характеристик основания плотины (ссылка [27] Гидропроект, 1861-2-II-3, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Том 2, Природные условия, Книга 3, Инженерно-геологические условия, М., 2009, № 1861-2-II-3 , § 5.2.2.)

Параметр	Алеврит Н. Обигарма		Песчаник В. Обигарма	
	Целая	Поврежденная	Целая	Поврежденная
Модуль деформации (МПа)	4000	2700	7500	5000
Коэффициент Пуассона	0,30	0,33	0,22	0,30
Угол трения (градус)	40	36	50	45
Связность, МПа	1,2	0,8	2,0	1,5
Прочность на разрыв (МПа)	0,40	0,25	0,60	0,40

Таблица 0.14: Набор параметров, подходящих для последовательности выработки машинного зала и конвергенции (после ссылки [27] Гидропроект, 1861-2-II-3, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Том 2, Природные условия, Книга 3, Инженерно-геологические условия, М., 2009, № 1861-2-II-3

)

Тип породы	Формация	Модуль деформации E (МПа)		Коэффициент Пуассона		Угол трения (градус)		Связность (МПа)	
		Целая порода	Поврежденная зона	Целая порода	Поврежденная зона	Целая порода	Поврежденная зона	Целая порода	Поврежденная зона
Алеврит	K1ob1	5500	1800	0,28	0,33	45	37	1,2	0,5
Песчаник	K1ob2	9000	3000	0,22	0,30	55	42	2,0	1,0
Песчаник	K1kr	7000		0,26		50		2,0	
Песчаник	K1kz	8000		0,24		55		2,0	
Зона разлома № 35		1000		0,35		33/22		0,1/0,02	
Зона разлома № 273		2000		0,32		37/27		0,3/0,05	
Зона разлома № 70		2000		0,32		37/27		0,3/0,05	

Таблица 0.15: Свойства деформации и прочность на сдвиг горных пород для подземных сооружений (после ссылки [27] Гидропроект, 1861-2-II-3, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Том 2, Природные условия, Книга 3, Инженерно-геологические условия, М., 2009, № 1861-2-II-3

)

#### 7.4.2.7 Golder Associates для Всемирного Банка

В соответствующем отчете (ссылка [30]), Golder Associates представили результаты двумерного анализа проведенного для машинного зала, геомеханические параметры алевролитов и песчаников брались из ХПТ (характеристика породной толщи) и ГИП. Согласно отчету, деформационные модули, которые лучше всего подходят к наблюдаемой конвергенции являются 7500 МПа и 5500 МПа для песчаников и алевролитов соответственно.

## 8 ОЦЕНКА КОНСОРЦИУМОМ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЯ

### 8.1 Геотехническое зонирование

Анализ чертежей 1174-03-F18, F19 и F20 (ссылка 1 ], §2.5.3.2.) для определения геотехнического зонирования показывает, что это определение сделано скорее учитывая более высокий диапазон значений водопоглощения внутри каждой зоны (см. принцип определения геотехнического зонирования в параграфе 6.4).

Внимательное исследование чертежей (чертеж 1174-03-F20 может логически представить тесты для отметок выше 1090 м.н.у.м., что также не отмечено) показывает, что текущие результаты очень разбросаны. Логически, значения для определения геотехнических зон (тех, что на рис. 6.2 и рис. 6.3.) довольно более высокого порядка, но не стоит забывать, что местами могут быть зафиксированы более высокие отметки.

Тем не менее, в общем консорциум согласен с подходом, использованным ТИГП в определении геотехнического зонирования, которое соответствует наблюдениям на стройплощадке.

Значения геомеханических параметров внутри разных зон будут обсуждаться дальше.

#### 8.1.1 План дополнительных инженерно-геологических изысканий на стройплощадке

Чтобы перепроверить огромный объем информации, доступный от проекта 1978 года (ссылка [1]), дополненный дальнейшими геологическими и инженерно-геологическими изысканиями, проведенными с 2008 года ([26] ЛЕХОВ А.В., Имитационное моделирование растворения соляного слоя во время строительства Рогунской ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Москва, 2009

), были организованы различные посещения стройплощадки, во время которых была проведена оценка геотехнических условий, используя широко используемую в данный момент классификацию по ГИП (см. параграф 0).

С этой целью, при помощи персонала Рогунской ГЭС, были восстановлены бывшие изыскательные штольни. Эти штольни периодически посещались и исследовались условия пород. Тем не менее, в некоторых зонах с неблагоприятными геологическими условиями, восстановительные работы не смогли идти без заминки из-за постоянных вывалов.

Это особенно относится к штольне 1002, которая пролегает с верхнего бьефа, близко к Йонахшскому разлому, в сторону нижнего бьефа створа плотины. Участок около входа

в штольню, сразу после Йонахшского разлома обвалился, и не был доступен для посещения. Участок галереи пересекающей разлом № 35 также невозможно было посетить по тем же причинам, однако, можно было посетить низовой участок и штольню 1063 (хотя не было предоставлено никакого света в этом низовом участке).

В штольне 1001, в Йонахшском разломе, было очищено и исследовано всего 25 м после входа. Требования по безопасности не позволили расчищать дальше.

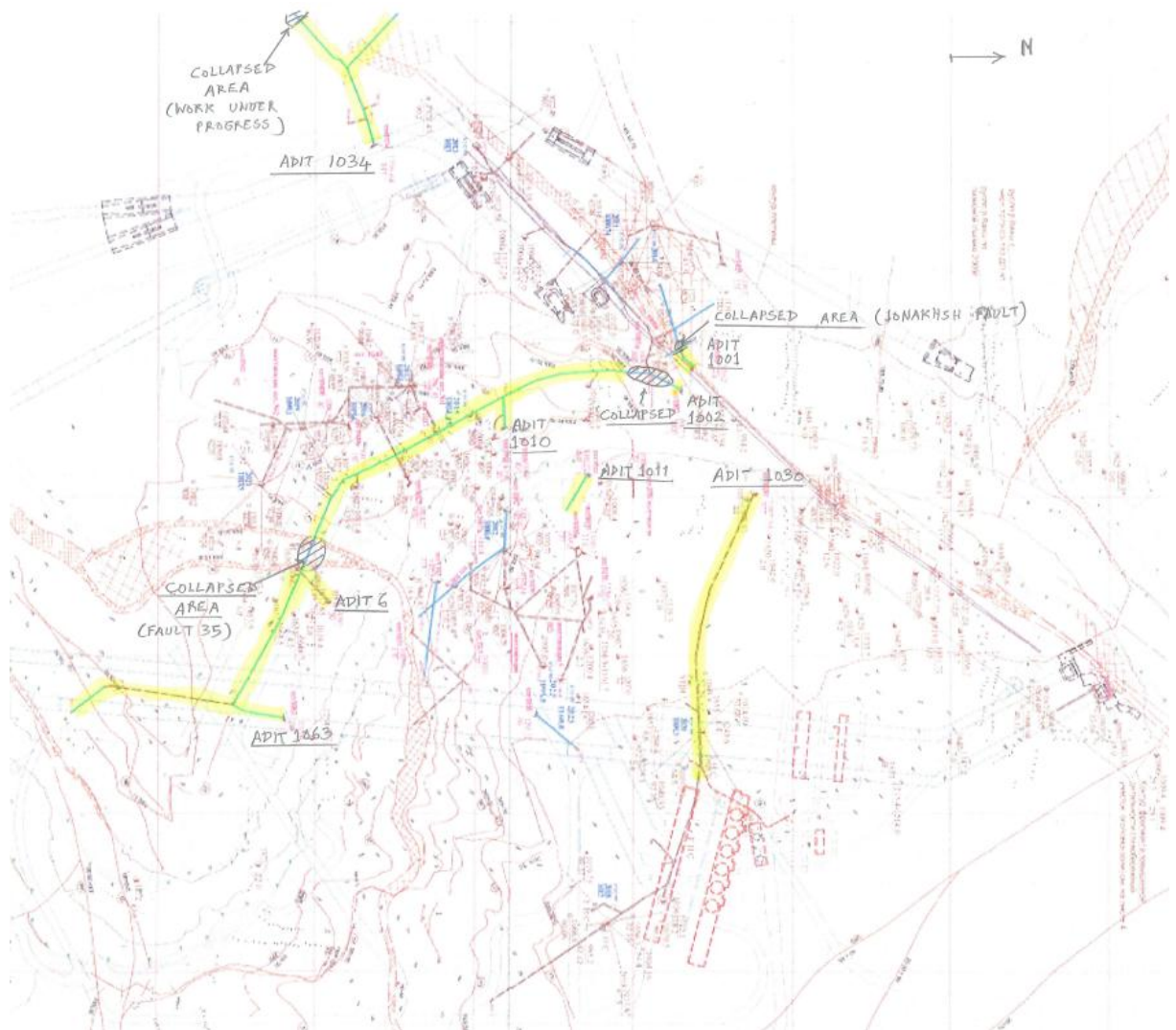
Другие посещенные штольни включают в себя:

- Штольню 1030, бывшая изыскательская штольня подземных выработок,
- Штольня 1011, короткая штольня пройденная на левом берегу, примерно на 200 м ниже штольни 1030, с входным порталом примерно на той же отметке, около 1000 м.н.у.м.,
- Штольня 1034, чей входной портал находится на отметке 1396 м.н.у.м., на вершине правого берега, для исследования восточной границы «оползня» или «зоны оползня»; к сожалению, очистные работы в этой части штолен все еще продолжались в ноябре 2012 года, поэтому эту зону не удалось исследовать в хороших условиях.

Посещенные штольни и их местоположение представлено на рис. 8.1.

Следует отметить, что восстановление бывших изыскательных штолен сделано не без пользы, кроме доступа для прямого наблюдения за условиями горных пород основания, эти штольни должны были быть очищены и заполнены бетоном, чтобы законсервировать целостность основания и предотвратить появление путей утечки из водохранилища.

Таким образом, для правильного выполнения этого задания, следует провести полную очистку штолен, включая участки вывалов.



**Рис. 0.1: Схема изыскательных штолен на стройплощадке; посещенные участки подчеркнуты желтым цветом**

Эта информация была дополнена последними скважинами, для которых доступно обозначение качества породы, в особенности:

- IF1, глубиной 155 м, пробуренной с отметки 1,355 м на правом берегу, наклоненной для пересечения Йонахшского разлома, с геотехническими испытаниями 10 образцов породы,
- WRB1, глубиной 110 м, пробуренной с отметки 1,361 м на правом берегу, вертикальная, в пределах формации Кызылташ, с геотехническими испытаниями 10 образцов породы,
- WRB2/DZ1, глубиной 217 м, пробуренной с отметки 1,537 м на правом берегу, вертикальная, в пределах «зоны оползня», с геотехническими испытаниями 8 образцов породы,

- DZ2, глубиной 166 м пробуренной с отметки 1,730 м на правом берегу, вертикальная, в пределах «зоны оползня».

### **8.1.2 Классификация ГИП и установленные параметры Rocklab**

Подход ГИП (Геологический Индекс Прочности), введенный Хоеком и другими авторами, был использован во время наших посещений стройплощадки для формаций горных пород, чтобы получить интересное сравнение со значениями полученными ИГП. Метод был представлен выше, в параграфе 0.

Этот метод должен использоваться с осторожностью, так как он первоначально планировался для однородных трещиноватых горных пород. Во-вторых, так как свойства всех горных пород не могут быть снижены до двух или трех одиночных показателей, очевидно, что такой метод может дать грубый, но в общем обоснованный порядок магнитуды свойств горных пород.

Также очевидно, что метод лучше всего работает для горных пород «однородных в своей неоднородности». Недопустимо предоставлять проектные значения без изучения особенностей горной породы с учетом сооружений, которые должны быть построены. Особенно должны быть рассмотрены все возможные модальные составы пород разрывов вдоль индивидуальных разрывов сплошности.

Поэтому, подробные исследования должны включать изыскания по залеганию и характеристикам разрывов сплошностей горных пород, а также анализ всех возможных модальных составов разрывов.

Мы представим наблюдения, сделанные по гео-техническим характеристикам различных наблюдаемых формаций пород. На этой основе, будет предварительно оценен ГИП и оценены соответствующие гео-технические параметры подземных сооружений, основания плотины и откосов, со всеми оговорками, приведенными выше.

Следует отметить, что мы не рассматривали предварительную оценку модуля деформации горных пород по методу классификации по ГИП, так как надежность соответствующей корреляции является предметом больших вариаций, но также потому, что было произведено большое количество гео-физических разведок.

Полученные параметры будут сравнены с предыдущими предварительными, которые являются продуктом экстенсивной исследовательской работы, и в этом отношении, не должны быть отвергнуты ни в коем случае.

Будут выведены наборы рекомендованных гео-механических параметров для формаций пород стройплощадки.

## **8.2 Описание характеристик основных формаций**

### **8.2.1 Аллювиальные отложения**

Аллювиальные отложения в ущелье створа плотины состоят из булыжников и галечника, толщиной от 8 до 12 м. Они могут включать фрагменты бетонных сооружений, снесенных рекой после прорыва верховой перемычки плотины, чье строительство было прекращено в 1993 году.



По верхнему бьефу створа плотины, в зоне водохранилища, толщина аллювиальных отложений достигает до 200 м. Основные карьеры для призм плотины расположены на этой территории (карьеры № 15, 15а, Лабидора).

Согласно ссылке [1], § 2.5.1, аллювиальные отложения в основном состоят из песка и гравия, вместе с галечником и булыжниками, из которых меньше 15% является песчаник. Нижняя часть аллювиальных отложений имеет высокую плотность, и скальная порода составляет около 45% веса (10% кусков породы имеют размер больше 0.5 м).

Согласно той же ссылке, гидравлическая проницаемость аллювиальных отложений в их нижней части около 80 м/день, и снижается до 20-30 м/день на первой террасе, затем до 12 м/день в более высоких террасах, которые содержат около 5% частиц глины (1 м/день приблизительно соответствует  $1.16 \times 10^{-5}$  м/сек).

Что касается предела прочности при сдвиге, аллювиальный материал был оценен со сцеплением от 0.02 МПа до 0.03 МПа и углом трения от 38 до 42 градусов в насыщенном состоянии. Деформационный модуль был оценен от 50 до 80 МПа (ссылка [1], § 2.5.1.).

На нижнем бьефе створа плотины, аллювиальные отложения также более развиты в ущелье, и на левом берегу представлено значительное накопление наносов от селей Оби-Шур. Эти селевые наносы в основном состоят из илистых отложений и известняка, с очень малым количеством песчаника. Песчаный и глинистый материал не представляет более 30-35% этих отложений и их гидравлическая проницаемость оценивается от 2 до 5 м/день (то же, что и указано сверху).

Наблюдения, проведенные на стройплощадке, находятся в соответствии с этим описанием.

### **8.2.2 Коллювиальные материалы и материалы склоновой эрозии, пролювиальные материалы**

Коллювиальные материалы и материалы склоновой эрозии довольно редки на стройплощадке, ввиду крутизны склонов. Тем не менее, можно сказать, что там, где они присутствуют, это в основном рыхлые отложения, состоящие из блоков песчаника и алевролитов, наносов и глины в различных пропорциях. Гидравлическая проницаемость оценивается от 5 до 100 м/день или больше. С учетом предела прочности при сдвиге, коллювиальные материалы были оценены со сцеплением 0.01 МПа и углом трения от 32 до 42 градусов. Деформационный модуль оценивается от 15 до 30 МПа (ссылка [1], § 2.5.1.).

Особенное внимание должно быть обращено на потенциально нестабильные большие массы коллювия, особенно на правом берегу, ниже по течению от ущелья (см. Отчет Фазы II - Том 2 – Глава 2 - Геология).

Пролювиальные материалы в основном являются наносами принесенных селями и наносными потоками. Их матрица предварительно может быть илистой или песчаной, с разными гео-механическими характеристиками. Деформационный модуль оценивается в 30 МПа. Предел прочности на сжатие варьируется от 0.01 до 0.02 МПа связности и от 26 до 38 градусов угол трения в насыщенной стороне (ссылка [1], § 2.5.1.).

Наблюдения, проведенные на стройплощадке находятся в согласии с этим описанием.

### 8.2.3 Формация Гаурдак

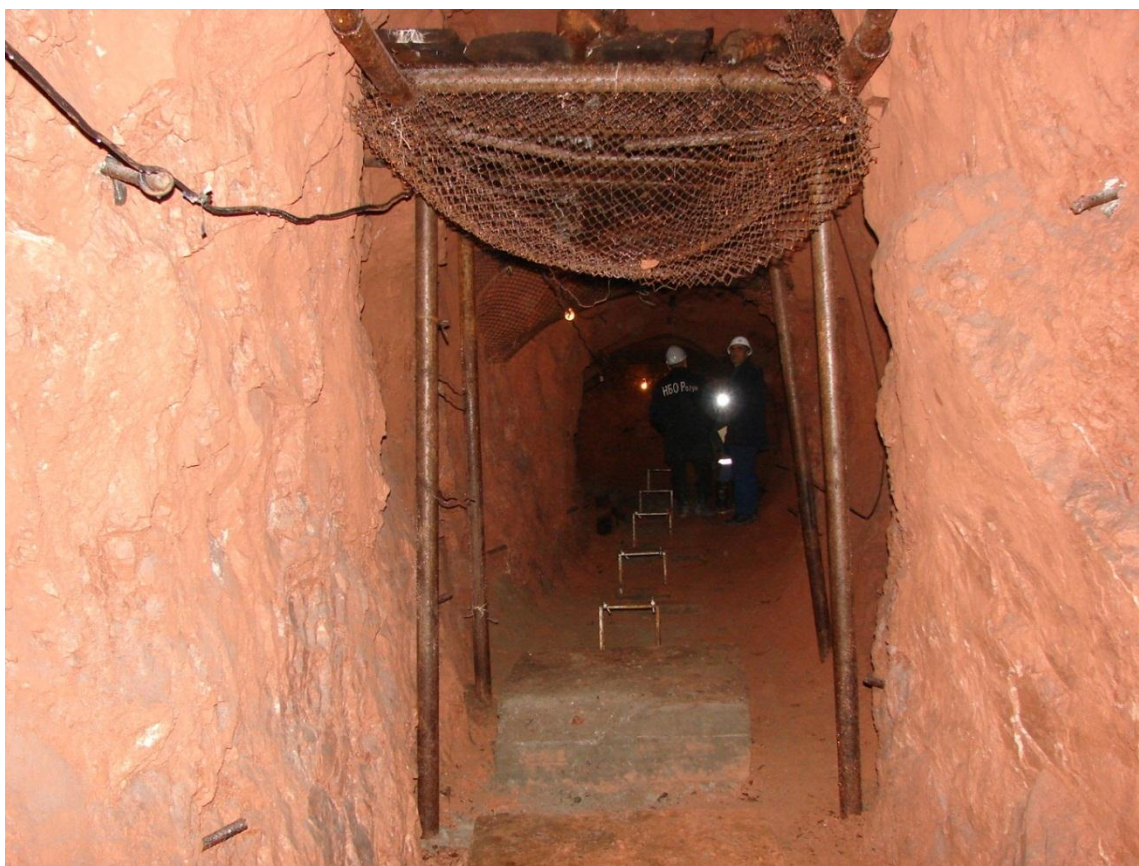
Формация Гаурдак принадлежит к Юрскому состоит из каменной соли в нижней части и верхняя часть сделана из красного аргиллита и алевролита.

Каменная соль часто проявляется как складчатый слой вдвигающихся разломах, и ее распределение в основании плотины ограничено Йонахшским разломом, где присутствует пласт соли, который не выходит на поверхность (согласно отчетам, эта соль также присутствует в других основныхдвигающихся разломах, таких как Иллиак-Вахшский разлом и Гулизинданский разлом). Как уже отмечено выше, в параграфе 2.3, более подробно тема соли затронута в отчете нулевой фазы.

Аргиллиты и алевролиты, которые видны на стройплощадке, наблюдаются в различных локациях, но особенно в изыскательной штольне 1034, до склона правого берега, где она пересекает Йонахшский разлом. Их также можно видеть недалеко от изыскательной штольни 1001 (были очищены только 25 м для осмотра), где горная порода внутри Йонахшского разлома, ниже тектонических линз, имеет похожую природу.

Она проявляется в виде от красноватого аргиллита до алевролита, средней крепости, с расстоянием между трещинами от 10 до 50 мм. Трещины большей частью ровные, и во многих местах трещины закрыты мелким гипсом (примерно 1 мм толщиной). Рис. 8.2 и рис. 8.3 представляют гаурдакский аргиллит, наблюдаемый в штольне 1034. По оценке при помощи геологического молотка, общая прочность при сжатии не превышает более 30 МПа.

Не было замечено никакой инфильтрационной воды в пределах аргиллитов, но наблюдения проведенные снаружи показывают, что эти аргиллиты скорее всего теряют свои механические свойства при разгрузке и подвержены выветриванию.



**Рис. 0.2: Вид штольни для аппаратуры, пройденной южнее Йонахшского разлома, от штольни 1034, внутри Гаурдакских аргиллитов**

Даже если оценивать в пределах большого диапазона, от 25 до 50 (из-за некоторых более надежных слоев, и наоборот довольно мягких слоев), общий ГИП горной породы оценивается от 30 до 40.

#### **8.2.4 Яванская формация**

Порода Яванской формации может наблюдаться в штольне 1034 и в штольне 1002, обе на правом берегу. Они состоят в основном красновато-коричневых алевролитов, с переслаивающимися песчаниками. Трещины в большинстве своем постоянные, иногда с миллиметровым заполнением из глины. Некоторые отполированные поверхности наблюдались вдоль трещин напластования. Прочность породы на сжатие оценивается примерно в 40-45 МПа (алевролиты) и ГИП оценивается в пределах от 30 до 40.



**Рисунок 0.3: Вид крупным планом Гаурдакского алевролита, якобы систематический, мелкий гип покрывающий разрывы (штольня 1034)**

### **8.2.5 Кызылташская формация**

Это формация одна из самых важных на стройплощадке, толщиной 200 м. Она составляет основание большей части сооружений в части верхнего бьефа. Скважины во время изыскательной компании 2006 года (ссылка [20]) и скважины WRB1 в 2012 году были пробурены в основном в этой формации. Она в основном состоит из мелкозернистого, красновато коричневого слюдистого песчаника, с переслаивающимся красноватым алевролитом или аргиллитом.

На левом берегу, породу можно было наблюдать в апреле 2012 года в штольне 1030, а также в ноябре 2012 года, в штольне 1011. Обзор завершился на правом берегу, посещением штолен 1002 и штольни 1034.

Сам минеральный скелет породы состоит из мелкозернистых частиц, довольно твердых и крепких, но кроме довольно продолжительных трещин напластования, присутствуют как минимум два других набора трещин с похожей частотой, придающие породе довольно сильную трещиноватость. В пределах этих наборов трещин, суб-горизонтальные трещины четко видны, с горизонтальными плитами в сводах штолен.

Некоторые наблюдаемые суб-горизонтальные трещины заполнены глинистым материалом, толщиной от 5 до 10 см (см. Рисунок 0.4).

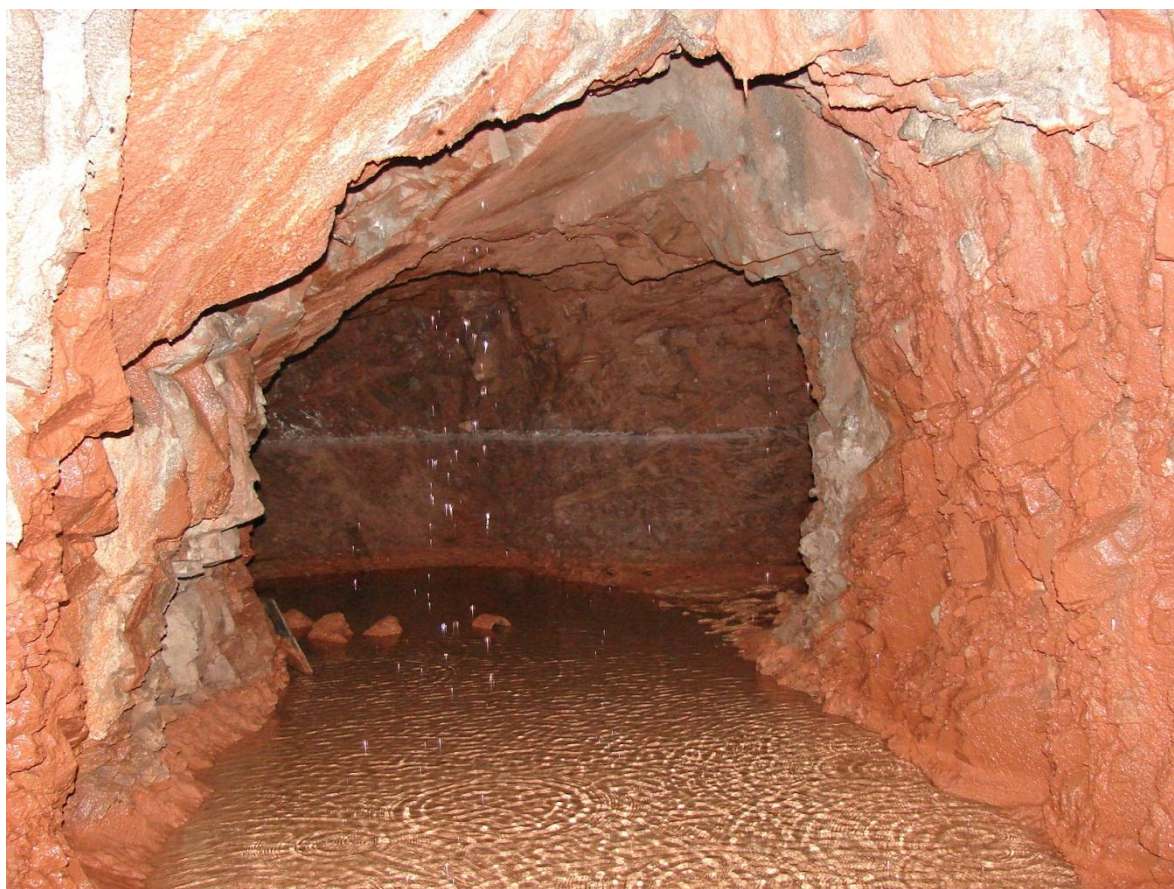
При посещении штольни 1030 в апреле 2012 года, вода капала во многих местах, из трещин, осаждая тонкие слои глинистого материала на стенках трещин. Даже учитывая то, что мы были в период таяния снегов, что означает, что фактическая проницаемость средняя, и может быть довольно высокой в направлении трещин напластования. На основании этих наблюдений сделанное предположение об общей проницаемости в 0.2 Люжона (примерно  $2 \times 10^{-8}$  м/с) выглядит недооцененным. По наблюдениям, значение примерно  $10^{-6}$  м/с выглядит более подходящим.



**Рисунок 0.4: Кызылташская формация в изыскательной штольне 1030; можно отметить суб-горизонтальную трещину с глинистым заполнением и общую влажность породы**

Более того, надо проверить феномен пропитывания, так как циркуляция воды может нарушить трещины медленным размывом заполняющего материала трещины. Можно заметить, как перемещается мелкозернистая, жидкая красная глина вдоль трещин пород, в тех местах где возникает циркуляция воды (скорее всего из-за работ), феномен, которые также можно заметить в транспортных тоннелях. Хороший пример приведен на рис. 8.5.

Согласно наблюдениям и использованию и графиков ГИП и расчетам значений ХПТ, соответствующий ГИП был оценен как от 45 до 55.



**Рисунок 0.5:** Вид циркуляции воды в ответвлении изыскательной штольни 1002; четко видно, как красная глина смывается водой вдоль трещин и откладывается на полу

### **8.2.6 Алевролиты Нижнего Обигарма**

Алевролиты Нижнего Обигарма наблюдались в штольне 1002, на правом берегу. С толщиной 90 м, они составляют основание ядра плотины, и в основном состоят из алевролитов.

В штольне 1002, где они наблюдались, алевролиты представляются как плотно-сочлененная красновато-коричневая порода (в среднем шаг трещин – 50мм), большей частью от гладких до очень гладких стен. Местами, там, где присутствует, заполняющий материал состоит из слоя очень мелкой глины, толщиной меньше 1 мм. Некоторые более плотно-сочлененные участки также появляются, которые оцениваются отдельно, как аргиллиты. Они очень близки к алевролитам по цвету и структуре, но скелет породы гораздо мягче, и гораздо более чувствительный к гашению, нежели залегающие алевролиты (скорее всего это те аргиллиты, на которые ссылался Ламайер, см. параграф 0).

Наблюдалась капающая вода вдоль глинистых трещин и контактов между алевролитами и аргиллитами.

Быстрое изменение алевролитов по составу при разгрузке и обнажении было описано в параграфах 6.5.2 и 0, и штольня должна эффективно поддерживаться деревянными

конструкциями в некоторых отсыревших местах. В таких условиях, алевролиты естественно теряют часть их механических свойств. Тем не менее, согласно наблюдениям, там, где алевролиты находятся под нагрузкой и ограничены, они не так сильно подвержены выветриванию.



**Рисунок 0.6: Алевролиты Нижнего Обигарма в штольне 1002**

Согласно отчетам, гипс составляет 2% алевролитов, сконцентрированный вдоль трещин, и очень мало наблюдаемый в штольне.

Оцененные значения ГИП находятся в пределе от 37 до 43, нижнее значение соответствует более сыпучим трещиноватым алевролитам, близко к разновидности аргиллитов.

Из наблюдений сделанных выше, ясно, что массив алевролитов, при высоких нагрузках, как это обычно при условиях нагрузки в Рогуне, является подходящим для выработок, но следует учитывать деформационное разуплотнение алевролитов. Если разгрузка происходит из-за недостаточного давления опор (как это было в случае выработки машинного зала, в зоне алевролитов), горная порода быстро теряет крепость, тем более в присутствии воды.

### **8.2.7 Песчаники Верхнего Обигарма**

Песчаники Верхнего Обигарма, наблюдаемые как в выходах пород, так и в штольне 1002, проявляются как массивные, твердые, мелкозернистые песчаники. Шаг трещин у них немного больше, чем у остальных формаций (особенно в сравнении с Кызылташем, который содержит частые переслаивания с алевролитами).

Прочность породы на сжатие довольно высокая (около 100 МПа) и по ГИП оценивается от 48 до 67, со средним значением около 60. Поэтому он считается предпочтительным для подземных сооружений.

### **8.2.8 Формации Каракуза и Мингбатмана**

Формации Каракуз и Мингбатман наблюдались в штольне 1002 и 1063, однако в нижней части штольни не было освещения, кроме фонариков, поэтому осмотр был не такой подробный как выше.

Следует отметить, что существует сплошной слой гипса, толщиной от 200 до 300 мм внутри этой формации, очень близко к нижнему контакту с нижележащим песчаником Верхнего Обигарма. Этот слой очень полезен для слежения за контактом на стройплощадке.

Эти две формации состоят переслоения песчаников от серого до коричневого цвета с алевролитами похожего цвета. Песчаники твердые, но немного отличаются от тех, что в Вернем Обигарме и Кызылташе. Они иногда выглядят, как минимум в некоторых местах как портал штольни 1053, менее цементированными, хотя общая механическая крепость хорошая, с почти таким же пределом прочности на сжатие, как у песчаников Верхнего Обигарма.

Участки алевролитов конечно имеют другие механические характеристики, но в общем выглядят более привлекательными, чем алевролиты Нижнего Обигарма и формации Яван.

ГИП песчаников этих формаций оценивается около 50.

### **8.2.9 Другие формации горных пород**

Другие формации горных пород не были обнаружены в штольнях, так как Лятобан представлен в некоторых сооружениях на нижнем левом берегу. Тем не менее, их общее геологическое описание дано в отчете Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология.

## **8.3 Характеристики нарушений сплошности горных пород**

### **8.3.1 Трещины напластования**

Трещины напластования в разных формациях в общем довольно постоянные и подчеркнуты переслаиванием песчаника и алевролита, которые в общем составляют значительную часть горных пород на стройплощадке.

Одна общая характеристика, которую можно наблюдать в штольнях, это то, что контакт между алевролитом и песчаником часто влажный или даже капающий в некоторых локациях, с очень мелкозернистым глинистым покрытием. Трещины в таких условиях рассматриваются как ровные, угол трения оценивается примерно от 30 до 35 градусов.



В песчаниках, трещины напластования конечно же гораздо грубее, и угол трения вероятно выше, порядка 45 градусов или больше.

### **8.3.2 Другие семейства трещин**

Как было указано в параграфе 2.1, особенностью стройплощадки является большое количество возникающих трещин, особенно новых, иногда демонстрирующих относительные смещения (как в случае суб-горизонтальных трещин нижней скалы левого берега, указанного в геологическом отчете).

Таблица 6.8 представляет четыре основных направления трещиноватости на стройплощадке.

Некоторая дополнительная информация приведена в ссылке [26] ЛЕХОВ А.В., Имитационное моделирование растворения соляного слоя во время строительства Рогунской ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Москва, 2009

, ИГП провел довольно подробное и всестороннее исследование схемы распространения трещиноватости горных пород на разных участках, особенно в формациях Нижнего и Верхнего Обигарма.

Было обнаружено, что трещины 4-й группы очень разбросаны, с залеганием от 280 до 350 по азимуту и падением от 25 до 90 градусов. Дополнительно, ИГП (ссылка [26] ЛЕХОВ А.В., Имитационное моделирование растворения соляного слоя во время строительства Рогунской ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Москва, 2009

, § 1.3.1.) отделяет пятую группу в песчаниках Верхнего Обигарма, для разрывов сплошности, чьи углы падения меньше 25 градусов, довольно там развитых (недалеко от локации машинного зала).

Это соответствует наблюдениям, проведенным на поверхности, а также в осмотренных изыскательных штольнях, где были встречены различные разломы и разрывы сплошности с различными углами падениями (от суб-горизонтального до 45 градусов), с падением азимута близким к разлому № 35 и группе трещин № 4. Одной из общих особенностей этих нарушений сплошности является то, что постоянно и в одной плоскости, они пересекают все формации пород и часто заполнены пластичной глиной (толщиной до нескольких сантиметров) Эти наблюдения уже были внесены в первоначальный проекта (см. параграф 0). Типичный пример таких скорее трещин, чем разлома приведен на Рисунок 0.7.



Рисунок 0.7: Разлом (трещина?), похожая по падению азимута на разлом № 35, примерно с 50 мм заполнения чистой пластичной глиной (изыскательная штольня 1002, ниже разлома №35)

Такие трещины очень важны, так как прочность при сдвиге вдоль них будут довольно снижена (угол трения был оценен от 25 до 30 градусов, с достижением возможных остаточных характеристик). Они должны учитываться при разработке детального проекта всех сооружений, которые могут пострадать от возможного сдвига блоков вдоль этого направления.

Рис. 8.8 показывает один из этих основных разрывов сплошности (вероятно разлом № 32, согласно первоначальному чертежу 1174-03-78, лист 1, ссылка **Error! Reference source not found.**[1]) прорезающий и алевролиты Нижнего Обигарма основания ядра плотины и песчаники Верхнего Обигарма.



Рисунок 0.8: Разлом с похожим залеганием, как и разлом №35, падающий в сторону верхнего бьефа, прорезающий алевролиты Нижнего Обигарма и песчаники Верхнего Обигарма; На заднем фоне: другие трещины принадлежащие той же системе четко видны (направление залегания круто падающего в сторону верхнего бьефа)

Определение прочности на сдвиг вдоль разных категорий трещин является очень важными данными, которые будут использоваться в расчетах устойчивости пластов. Хотя общие предположения представлены в таблице 6.3 и в следующих таблицах, желательно провести специфические испытания на сдвиг, для перепроверки данных.

Поэтому рекомендуются провести прямые испытания на сдвиг, которые могут быть сделаны на месте, согласно предлагаемым методам ISRM и лабораторные испытания на сдвиг целых образцов и поэтому рекомендуется их проведение для определения вводных данных для детальных исследований. Такие испытания уже были рекомендованы в 2005 году (см. ссылка [18], § 4.2.4.2.) для окружающих пород машинного зала, но по нашему мнению, должны быть расширены до других разрывов сплошностей по всей стройплощадке.

### 8.3.3 Разлом №35

К сожалению, разлом №35 не удалось осмотреть, кроме его верховой и низовой частей, так как постоянные обвалы препятствовали очистным мероприятиям в штольне 1002 на этом участке. Были осмотрены большие объемы обваленной красновато-коричневой глины и присутствие воды.

Этот факт, совмещенный с вывалом, произошедшим в строительных тоннелях, в месте пересечения разлома №35, демонстрирует, что здесь прогнозируются неблагоприятные геологические условия, а также по всей тектонической линзе между ответвлениями разлома. Рис. 8.9 показывает трещиноватость и общее присутствие глины на этой территории (на фотографии место чуть выше северного ответвления разлома).



**Рисунок 0.9: Вид породы, чуть выше северного ответвления разлома №35; мелкозернистая глина присутствует вдоль большинства трещин (галерея 1002)**

Более того, так как разлом был оценен как медленно сдвигающийся, проблема поддержания целостности сооружений, где бы они ни пересекали этот разлом, должна быть решена.

#### **8.3.4 Йонахшский разлом**

Изыскательная штольня 1001 позволила вести наблюдения за заполнителями разлома и его контактом с окружающей породой на правом берегу.

Однако штольню не удалось очистить более чем на 25 м, из-за обвалов в присутствии воды, с многочисленной глиной в зоне самого разлома. Порода внутри разлома выглядит как уплотненная, расслоенная порода с вкраплениями гипса, в виде тонких пластов. Поэтому аргиллиты Гаурдака выглядят составляющими большую часть брекчии разлома, ниже тектонической линзы из расщепленных песчаников и алевролитов из верховых геологических формаций.

Озабоченность по поводу брекчии еще более очевидна после посещения цементационных штолен (для снижения воздействий выщелачивания соли) правого берега, где и также можно наблюдать.

Не видно никакой каменной соли, так как отметка верхушки пласта ниже уровня реки.



**Рисунок 0.10: Брекчия Йонахшского разлома, в штольне 1001, правый берег**

Тем не менее, должны приниматься некоторые меры предосторожности при пересечении Йонахшского разлома, так как он, как и другие аргиллиты стройплощадки, может быстро потерять крепость при разгрузке и при присутствии воды.

Согласно ссылке [26] ЛЕХОВ А.В., Имитационное моделирование растворения соляного слоя во время строительства Рогунской ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Москва, 2009

, § 1.7, тоннель №3, встретился с разломом после тектонической линзы в части верхнего бьефа. Считалось, что разлом толщиной от 1 до 3 м, с кусками породы с глинистым материалом. Порода была размельчена на толщину от 5 до 7 м.

## **8.4 Оценка геомеханических параметров горных пород**

### **8.4.1 Предварительная оценка**

Наблюдения по разным формациям, сделанные консорциумом выглядят соответствующими оценке створа плотины сделанной с 1978 ТИГП.

Была проведена предварительная оценка гео-механических характеристик и кроме того, проверена прочность на сдвиг пород, для сравнения с предыдущими данными.

Таблица 8.1 представляет параметры горной породы  $m$ ,  $s$  и  $a$  для определения критерия потери несущей способности Хоека и Брауна (см. ссылку [20] Центр геодинамических исследований (ЦГИ), Измерения давления и геофизические исследования для определения деформационных свойств породы основания плотины Рогунской ГЭС, Технический отчет, Москва, май 2006 г.

) и соответствующих характеристик предела прочности на сдвиг для основания плотины при максимальной высоте плотины, для склонов и тоннелей (200 и 400 м глубины). Следует отметить, что эти значения только ориентировочные, так как они являются результатом оценки на месте и недавних скважин.

Мы учли в этой оценке данные из скважин 2006 года (см. ссылку [20]) и результаты из скважин IF1 и WRB1 (см. ссылку [36] и [36] Таджикская Южная геологоразведочная экспедиция, Технико-экономический анализ исследования по проекту строительства Рогунской ГЭС, Геотехнические исследования скважины WRB-2, ноябрь 2012

), пробуренных в 2012 году.

Следует подчеркнуть, что значения прочности при сдвиге основываются на предположении согласно подходу Хоека, с параболическим критерием потери несущей способности, определенного параметрами  $m$ ,  $s$  и  $a$ . Если использовать критерий Мохр-Коломба, то значения связности и угла трения зависят от амплитуды напряжений. Поэтому здесь перечислены разные значения для основания плотины, склонов и подземных сооружений (рассматривается глубина 200 м и 400 м).

#### **8.4.2 Сравнение результатов разных исследований**

Мы попытались обобщить наиболее важные гео-механические данные по горным породам створа плотины, результаты произведенных различных исследований, в таблице 8.2. Следует отметить, что мы рассмотрели здесь параметры только для зоны IV, особенно выделяя подземные сооружения (учитывая результаты анализов для машинного зала, и значения внутри зон, остающихся эластичными и неповрежденными).

Хотя существует некоторая разница, из-за методов оценки, а также иногда из-за рассматриваемой породы, возникает общая согласованность между разными результатами, как минимум в рамках порядка магнитуды.

Единственное заметное исключение – это предел прочности при сдвиге горной породы, систематически более высокий в первоначальном проекте от ТГИП. Как были получены эти параметры не очень понятно, но ясно, что они отличаются от оценки, проведенной средствами оценки ГИП, и это, по нашему мнению должно объяснить эту разницу.

Также можно отметить, что рассматривая выработки машинного зала и результаты других проведенных анализов, деформационный модуль (неповрежденной породы) должен быть как-нибудь снижен для двух компонентов формации Обигарм.

Rock formation	Rock	SigmaCi (MPa)	GSI	Q	mi	ROCKLAB results			Dam foundation (8MPa)		Slopes 300m		Tunnels 400m depth		Tunnels 200m depth	
						m	s	a	Cohesion (MPa)	Friction angle (degrees)	Cohesion (MPa)	Friction angle (degrees)	Cohesion (MPa)	Friction angle (degrees)	Cohesion (MPa)	Friction angle (degrees)
Gaurdak	Claystone	20	36	0,167	4	0,407	0,0008	0,515	0,8	17	0,6	20	0,5	20	0,4	25
	Claystone	20	41	0,333	4	0,486	0,0014	0,511	0,8	18	0,6	21	0,6	22	0,4	26
Yavan	Claystone	20	26	0,037	4	0,285	0,0003	0,529	0,6	14	0,4	17	0,4	18	0,3	22
	Siltstone	45	40	0,667	7	0,821	0,0013	0,511	1,4	27	1,1	30	1,0	32	0,7	37
	Siltstone	40	39	0,083	7	0,791	0,0011	0,512	1,3	26	1,0	29	0,9	30	0,6	36
Kyzyltash	Sandstone	55	44	0,333	17	2,301	0,0020	0,509	2,0	38	1,6	41	1,5	42	1,0	47
	Claystone	20	32	0,111	7	0,617	0,0005	0,520	0,9	19	0,6	22	0,6	23	0,4	28
	Sandstone	80	47	0,444	17	2,561	0,0028	0,507	2,4	42	2,0	44	1,8	46	1,2	51
	Sandstone, sometime clayey	50	37	0,667	15	1,581	0,0009	0,514	1,7	34	1,3	37	1,2	38	0,8	43
	Sandstone, sometime clayey	50	37	0,667	17	1,792	0,0009	0,514	1,8	35	1,4	38	1,3	39	0,8	44
	Sandstone, clay films	50	41	0,667	17	2,067	0,0014	0,511	1,9	36	1,5	39	1,4	40	0,9	46
Lower Obigarm	Sandstone	80	54	1,333	17	3,288	0,0060	0,504	2,7	44	2,3	46	2,0	48	1,4	53
	Claystone	35	37	0,188	4	0,422	0,0009	0,514	1,0	20	0,7	23	0,7	24	0,5	29
	Siltstone	45	43	0,111	7	0,914	0,0018	0,509	1,4	28	1,1	31	1,0	32	0,7	38
Upper Obigarm	Sandstone	100	61	5,333	17	4,222	0,0131	0,503	3,4	48	2,9	50	2,6	51	1,9	56
Karakuz	Sandstone	80	61	2,000	17	4,222	0,0131	0,503	3,0	46	2,6	48	2,4	50	1,7	54
Mingbatman 1	Sandstone	60	49	4,667	17	2,751	0,0035	0,506	2,3	40	1,9	43	1,7	44	1,1	49
Mingbatman 4	Sandstone	70	51	3,500	17	2,954	0,0043	0,505	2,5	42	2,0	44	1,8	46	1,2	51

Таблица 0.1: Оценка предела прочности пород при сдвиге при помощи ПО Rocklab, предполагая однородный трещиноватый массив породы; оценка сделана для основания плотины, склонов и тоннелей (глубина 200 и 400 м)

Rock Formation	Mode of assessment	Sample strength		Rock mass characteristics					Shear strength (peak characteristics if residual are mentioned)		Shear strength (residual characteristics, where assessed)	
		Compression strength (saturated) (MPa)	Tensile strength (MPa)	Density (kN/m <sup>3</sup> )	Longitudinal wave velocity (km/sec)	Hydraulic conductivity (UL)	Deformation modulus (MPa)	Poisson ratio	Cohesion (MPa)	Friction angle (degree)	Cohesion (MPa)	Friction angle (degree)
<b>Gaurdak</b>												
Original design, 1978		6,2		24,4	3,2	0,2	3 000	0,28	0,5	56		
GRC, 2005	Geophysics				2,9							
Consortium, 2012	GSI, Rocklab approach								0,5	20 - 26		
<b>Javan</b>												
Original design, 1978		40		27	3,3	0,1	4 000	0,28	1,5	63		
HPI 2012, Hydrogeological modelling						0,9						
Consortium, 2012	GSI, Rocklab approach	20 - 45							0,8 - 1	30 - 35		
<b>Kyzyltash</b>												
Original design, 1978		102		26,2	3,7	0,1	8 000	0,31	2	67		
GRC, 2005	Geophysics				3,8							
GRC, 2006	Geophysics						9 000					
HPI, 2009	Back-analysis and geophysics						8 000	0,24	2	55		
Savich, 2007						0,9						
Consortium, 2012, sandstone	GSI, Rocklab approach	50 - 80							1 - 1,4	40 - 45		
<b>Lower Obigarm siltstones</b>												
Original design, 1978		57		27,1	3,8	0,1	5 500	0,33	1,5	63		
GRC, 2005	Geophysics			26,5	3,5 - 3,8	0,1	5 500					
GRC, 2006	Geophysics						8 000					
Hidrospetsproyekt, 2005	Back-analysis power house, MARC	87,5	8,75				3 700	0,3	2,5	51		
Hidrospetsproyekt, 2005	Back-analysis power house, Phase 2						5 500	0,3	2	45	1,5	42
Lahmeyer, 2005	Back analysis power house, no distressed zone						4 300		1,2	36	0,88	30
Savich, 2007	Back-analysis power house Z-soil						4 000	0,3	0,75	36		
HPI, 2009	Back-analysis power house, tensile strength considered						4 000	0,3	1,2	40		
HPI, 2009	Back-analysis and geophysics						5 500	0,28	1,2	45		
HPI 2012, Hydrogeological modelling						0,001						
Consortium, 2012	GSI, Rocklab approach	45							0,5 - 1	25 - 35		
<b>Upper Obigarm sandstones</b>												
Original design, 1978		111		26	3,6	0,3	9 000	0,3	2	67		
GRC, 2005	1989 data?			26,5	3,8	0,3	9 000					
Hidrospetsproyekt, 2005	Back-analysis power house, MARC	125	12,5				6 000	0,22	3,75	56		
Hidrospetsproyekt, 2005	Back-analysis power house, Phase 2						9 000	0,22	3	50	2	47
Lahmeyer, 2005	Back analysis power house, no distressed zone						6 000		1,5	45	1,2	40
Savich, 2007	Back-analysis power house Z-soil						7 500	0,22	1,64	42		
HPI, 2009	Back-analysis power house, tensile strength considered						7 500	0,22	2	50		
HPI, 2009	Back-analysis and geophysics						9 000	0,22	2	55		
HPI 2012, Hydrogeological modelling						0,9						
Consortium, 2012	GSI, Rocklab approach	100							2 - 2,5	50 - 55		
<b>Karakuz</b>												
Original design, 1978		53 - 66		26	3,6	0,2	7 000	0,32	2	63		
HPI, 2009	Back-analysis and geophysics						7 000	0,26	2	50		
HPI 2012, Hydrogeological modelling						0,9						
Consortium, 2012	GSI, Rocklab approach	80							1,7 - 2,4	50 - 54		
<b>Mingbatman</b>												
Original design, 1978		82		26	3,6	0,3	8 000	0,32	2	67		
GRC, 2005	Geophysics				3,8							
HPI 2012, Hydrogeological modelling						0,9						
Consortium, 2012, sandstone	GSI, Rocklab approach	70							1,2 - 1,8	45-50		
<b>Lyatoban</b>												
Original design, 1978												
GRC, 2005	Geophysics				3							
<b>Ionaksh Fault</b>												
Original design, 1978		10 - 70		26	3,3	0,2	2 000	0,23	0,5	56		
HPI 2012,						0,001						
<b>Fault 35</b>												
Original design, 1978		10 - 70		26	3,3	0,2	2 000	0,23	0,5	56		
HPI, 2009	Back-analysis and geophysics						1 000	0,32	0,05 - 0,3	27 - 37		
HPI 2012, Hydrogeological modelling						0,001						
<b>Fault 70</b>												
HPI, 2009	Back-analysis and geophysics						2 000	0,32	0,05 - 0,3	27 - 37		

Таблица 02: Повторение кратких итогов проведенных краевых исследований



Для подробных исследований и для всех проблем механики пород, будет необходимо изучить потенциальные виды обвалов вдоль трещин. Поэтому оценки предела прочности трещин при сдвиге являются очень важными вводными данными для дальнейших исследований. Сделанная ранее оценка обобщена в ссылке [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005

, и представлена как происходящая от обновления первоначального проекта 1978 года. Данные из него по заполнителям трещин и представленные данные для других групп представлены в таблице 8.3

Прочность при сдвиге нарушений сплошности	Связность	Угол трения
	(МПа)	(градус)
<b>Стратиграфический</b>		
2005, ссылка [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005	0,03	29
<b>Группа 2</b>		
2005, ссылка [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005	0,02	32
<b>Группа 3</b>		
2005, ссылка [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала Рогунской ГЭС, Москва, 2005	0,02	32
<b>Set 4</b>		
2005, ссылка [11] КОЛИЧКО А.В., Современное состояние подземного турбинного зала	0,02	32

Рогунской ГЭС, Москва, 2005		
<b>Заполнители трещин (1978)</b>	0,02	26

**Таблица 0.3: Ранее оцененные свойства прочности на сдвиг вдоль трещин**

Для разломов, ссылка [27] Гидропроект, 1861-2-II-3, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения строительства станции, Том 2, Природные условия, Книга 3, Инженерно-геологические условия, М., 2009, № 1861-2-II-3

(приведено в

№	Характеристики пород	Зоны	$\rho_n$ , тон/м <sup>3</sup>	$\theta$ φ	C, МПа	E, МПа	$\mu$	$K_\phi$ , m/d
1	Песчаник, Алевролит, Аргиллит	I	2,65	40	0.1	2000	0.25	1.5
		II	2,65	40	1.0	4500	0.25	0.5
		III	2.65	45	2.0	7000	0.25	0.02
2	Каменная соль		2.23	68	0.6	1140	0.30	0.001
3	Зона дробления (разлом)		2.30	27	0.01	1500	0.30	1.0

Таблица 0.13) приводятся немного другие значения, с прочностью при сдвиге, оцененной со связностью 0.01 МПа и 26 градусами угла трения, т.е. немного ниже чем предложено здесь. Для основания плотины, которое будет более разгруженное, чем на глубине, эти значения также приемлемы. Однако требуются дальнейшие испытания для подтверждения этих значений.

Для размельченной породы в пределах зон разломов, деформационный модуль оценивается в 1500 МПа.

### **8.4.3 Предложения по гео-механическим параметрам для дальнейших исследований**

#### **8.4.3.1 Характеристики породы и породного массива**

Для большинства основных параметров, даже если способ их получения может отличаться от того, что сейчас используется в Российской Федерации, геомеханические параметры ранее оцененные в первоначальном проекте и дальнейших документах ИГП, выглядят довольно подходящими для условий створа плотины.

Тем не менее, рекомендуется, в случае международного тендера, провести кампанию по геотехническим испытаниям, согласно международным стандартам.

Учитывая ту информацию, которую мы имеем на данный момент, и принимая во внимание конвергенцию выработки машинного зала, а также некоторые дополнительные изыскания, немного упрощенные параметры представлены в таблице 8.4.

Однако следует отметить, что эта таблица применима только для горных пород рассматриваемых как однородных в своей неоднородности. Более точно, варианты обвалов вдоль выделенной группы в масштабе рассматриваемого сооружения не должны быть преобладающими. Обычно это применимо к подземным сооружениям и основанию, везде, где это может рассматриваться не как существенно разгруженного из-за близости к поверхности (от 30 до 40 м ниже поверхности, см. рис. 6.2 и рис. 6.3).

В сравнении со значениями ТИГП (правая часть **Таблица 6.3**), деформационный модуль формаций Нижний и Верхний Обигарм снизился из-за несходного анализа конвергенции машинного зала. Мы постарались максимально обеспечить однородность для других формаций пород.

Можно заметить, что критерий потери несущей способности для формаций Кызылташ, Каракуз и Мингбатман одинаковый; все три формации общую черту, они состоят в основном из песчаников.

Что касается геомеханических характеристик в разгруженных зонах, могут быть использованы и значения ТИГП (таблица 6.4, 6.5 и 6.6) или сниженные характеристики, т.е. используя фактор D Хоека. Важно учитывать, что деформационное разуплотнение в пределах алевролитов и аргиллитов (особенно для Нижнего Обигарма и Гаурдака) вероятно существенно, и что остаточные характеристики разгруженной горной породы вокруг подземных выработок должны быть снижены, в связи с пиковыми характеристиками, представленным в Таблице 8.4.

А потому важно отметить, что представленные предложения по геомеханическим параметрам более не применимы для породы окружающей комплекс машинного зала, так как она разгружена, а потому достигла своих остаточных характеристик из-за особенности ситуации (см параграфы 0 и 0).

#### *8.4.3.2 Предел прочности при сдвиге нарушений сплошностей*

В отсутствие других данных, были рассмотрены характеристики предела прочности при сдвиге из таблицы 8.3, и порядок магнитуды значений кажется нам вполне уместным, обоснованным. Однако, из-за присутствия сплошного заполнителя из пластичной глины вдоль постоянных разрывов сплошностей, характеристики заполнителей трещин также должны быть рассмотрены.

Rock Formation	Sample strength		Rock mass characteristics								
	Compression strength (dry) (MPa)	Compression strength (saturated) (MPa)	Density (kN/m <sup>3</sup> )	Deformation modulus (MPa)	Poisson ratio	Considered compression strength (MPa)	GSI	m <sub>i</sub>	m	s	a
<b>Gaurdak</b>	16	6	25	3 000	0,3	6	35	4	0,393	0,0007	0,516
<b>Javan</b>	68 - 101 <sup>(1)</sup>	37 - 86 <sup>(1)</sup>	27	4 000	0,3	50	35	7	0,687	0,0007	0,516
<b>Kyzyltash</b>	118 - 126	80	26	8 000	0,3	80	50	15	2,515	0,0039	0,506
<b>Lower Obigarm siltstones</b>	59	57	27	5 000	0,33	57	40	7	0,821	0,0013	0,511
<b>Upper Obigarm sandstones</b>	120	100	26	8 000	0,3	100	60	17	4,074	0,0117	0,503
<b>Karakuz</b>	80 - 100	53 - 66	26	7 000	0,3	60	50	15	2,515	0,0039	0,506
<b>Mingbatman</b>	110 - 121	75	26	7 000	0,3	75	50	15	2,515	0,0039	0,506
<b>Ionakhsh Fault</b>		10 - 70	26	2 000	0,23						
<b>Fault 35 and others (70,..)</b>		10 - 70	26	2 000	0,3						

<sup>(1)</sup> Upper values refer to sandstones contained within the Upper Javan formation

Таблица 0.4: Предложенные геомеханические параметры для горных пород (снаружи явно разгруженной зоны)

Для детальных исследований, особенно для анализа устойчивости пластов горной породы, потребуются изыскания и определение предела прочности при сдвиге вдоль определенных нарушений сплошности. Рекомендуется провести их в соответствии с международными стандартами, учитывая что такие результаты могут быть чрезвычайно важными для любых будущих международных тендерных торгов.

#### **8.4.4 Геомеханические характеристики для пород, окружающих комплекс машинного зала**

Текущая ситуация и эволюция движений пустот машинного зала и соседних выработок очевидно привело к прогрессивной разгрузке окружающих пород, таким образом влияя на их первоначальные гео-механические свойства.

Эта ситуация, которая частично может быть из-за не установленных вовремя опор во время строительства, сохранилась, и движения, по видимому стабилизированные до постоянной скорости, возобновили свое повышение к 2008 году, когда возобновились работы в машинном зале.

Можно обратиться к отчету, по подземным сооружениям для подробностей; эволюция движений вызывает озабоченность, поэтому независимая двухмерная модель является частью первой фазы оценки существующих сооружений. Эта модель предназначена для проверки возможности, если таковая имеется, улучшения системы анкерирования стен, что добиться стабильных условий для машинного зала и всего комплекса выработок.

Следует отметить, что ликвидирование части машинного зала с алевролитом, является одним из сценариев предлагаемых предыдущими проектировщиками, как уже было показано некоторыми анализами, проведенными ранее (см. параграфы 0 и 0). Эта проблема подробно обсуждается в отчете первой фазы, включая оценку выработки машинного зала.

#### **8.5 Выводы и рекомендованные дополнительные изыскания для дальнейших этапов исследования**

Мы думаем, что предлагаемые параметры таблицы 6.4, а также большинство изысканий, определенных ранее ТИГП (с оговоркой по деформационным модулям формаций Обигарм и некоторых пределов прочностей неповрежденной породы при сдвиге, которые были признаны довольно высокими) являются достаточными для предварительных исследований по ТЭО. Однако эти параметры более не применимы в окрестностях комплекса машинного зала, где разгрузка довольно существенно повлияла на механические свойства горных пород. Должны быть сделаны некоторые ремарки относительно других локаций, где горная порода была довольно сильно разгружена, т.е. пересечение строительных тоннелей с разломом №35, где порода обвалилась более чем на 20 м над сводом тоннеля.

Для дальнейшей фазы исследования Проекта, по нашему мнению необходимы более подробные исследования различных частей основания в связи с проектными работами, когда их точное месторасположение будет определено. Это должно включить в себя подробные геологические изыскания, по мнению консорциума, требуется провести дополнительную кампанию по геотехническим испытаниям, чтобы точно определить рассматриваемые геомеханические параметры для различных компонентов сооружений.

Что касается самого основания пород, были бы желательны базовые идентификационные испытания, одноосные и трехосные испытания на образцах пород для перепроверки данных 1978 года. Рекомендуется улучшенное охарактеризование алеволита Нижнего Обигарма, особенно поведение сползания почвы, и проведение на стройплощадке испытаний на деформативность для подземных сооружений. Метод Петит Сисмика (метод Скарабея) также может быть хорошим компромиссом для оценки простым геофизическим методом статического модуля деформации горных пород (выполнять из галерей (штолен)).

По нашему мнению, как уже подчеркивалось выше, желательно исследовать предел прочности трещин при сдвиге, так как потребуются точные вводные данные, где бы ни мог возникнуть потенциальный сдвиг вдоль трещины (например, устойчивость склона верхнего левого берега). Это может быть сделано и путем испытаний на стройплощадке согласно методам предлагаемых ISRM на определенных локациях, но более систематичным был бы отбор образцов со стройплощадки и их испытание в приборе для определения прочности на сдвиг.

## 9 ГИДРОГЕОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

### 9.1 Краткий обзор гидрогеологических исследований

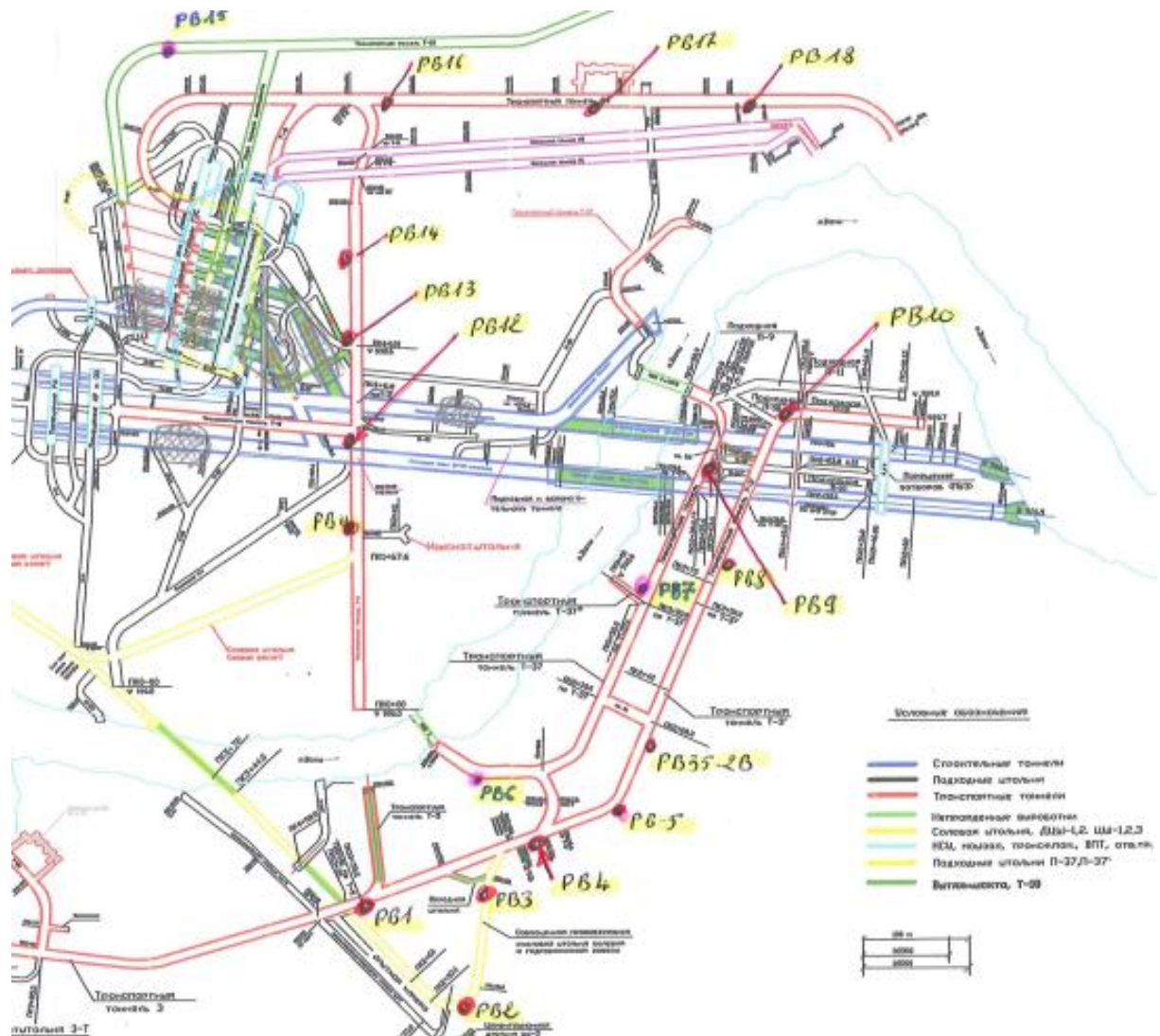
Как уже отмечалось, большое количество гидравлических испытаний было сделано во время предварительного изучения, до 1978 года. В последующие годы проводились дополнительные тесты (см. параграф 4.1).

Результаты гидравлических испытаний в значительной мере позволили определить геотехническое зонирование строительной площадки, как представлено в параграфе 6.4.

Относительно исследований уровней грунтовых вод и их колебаний, первоначальные карты уровней грунтовых вод были созданы по весьма скудным пьезометрическим данным, предполагая, что контурные линии грунтовых вод идут более-менее параллельно линиям отметок, как продемонстрировано на Рисунок 6.5. Несколько наблюдательных скважин были расположены в окрестности соляного пласта Йонахшского разлома, для исследования режима местных грунтовых вод.

Дальнейшие исследования проводились во время строительства, и в 2008 году были сделаны дополнительные наблюдательные скважины, сосредоточенные вдоль Йонахшского разлома, в то время как некоторые предыдущие скважины были ликвидированы в процессе работ подземной выработки.

Недавно, в конце 2012 года, по требованию Консорциума было пробурено 19 дополнительных наблюдательных скважин на территории строительной площадки, на местах подземной выработки, чтобы установить поведение водоносного горизонта строительной площадки. Расположение этих пьезометров показано на Рисунок 0.1.



**Рисунок 0.1: Расположение дополнительных пьезометров, пробуренных в 2012**

Кроме того, были обозначены и охарактеризованы все родники из водоносного горизонта зоны Проекта, включая значения расходов и гидрохимии. Большинство данных родников были известны на ранней стадии проекта, но данные о расходах и химических составах были очень скудные. Наиболее примечательный из этих родников расположен на правом берегу, и только некоторые из них являются постоянными (напр. родник №11 на отметке 1142, немного севернее Йонахшского разлома), а остальные сезонными.

Данный обзор родников был расширен до «зоны нарушений» на правом берегу, чтобы собрать данные для оптимального гидрогеологического моделирования, включая данную зону. Измерения расходов и гидрохимические анализы были выполнены на притоках реки Вахш, ограничиваясь «зоной нарушений», то есть родником Арарак на западной стороне и родником Пассиморухо на северо-восточной стороне.

Бурение дополнительных скважин на правом берегу также позволило собрать больше данных об этой зоне. Достоверные пьезометрические данные еще предстоит собрать, но согласно отчетам о бурении, уровень грунтовых вод достигнут около отметки 1290 на скважине IF1, а скважина WRB1 кажется сухой. В пределах «зоны разуплотнения»,

уровень грунтовых вод достигнут во время бурения около отметок 1420 и 1655 на скважинах WRB2/DZ1 и DZ2, соответственно.

## 9.2 Актуальная гидрогеологическая оценка строительной площадки

### 9.2.1 Гидравлическая проводимость скальной породы

Гидрогеологическая интерпретация, сделанная во время первоначального проекта, представлена в параграфе 0.

Комментарии к данной интерпретации в основном затрагивают значения гидравлической проводимости твердой породы (напр. Зона IV), являясь низкими (менее 1 LU). Из результатов анализа гидравлических испытаний 1978 года, на основе чертежей 1174-03-F18, F19 и F20 (ссылка [1], § 2.5.3.2.) можно увидеть, что число испытаний ниже отметки 1010 сравнительно меньше, чем на более высоких отметках. Результаты испытаний ниже данной отметки показывают бимодальное распределение:

- менее или около 1 LU,
- остальные произвольно распределены на более высоких значениях.

Значения чертежа 1174-03-78 страница 2, представленные в **Таблица 6.1**, дают представление о разбросе значений, но они в основном относятся к раздробленной скальной породе. Однако наблюдения, сделанные в исследовательских галереях в зонах III и IV, в местах имеющих общую влажность и просачивания воды, склоняют к заключению о некоторой недооценке рассмотренной средней гидравлической проводимости скальной породы.

ссылка [24] Гидропроект, 1861-1-Книга 2, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения станции первой очереди, Пояснительная записка, М., 2009, No.1861-1-Книга 2

(§ 2.2) докладывает, что с началом строительства, уровень грунтовых вод на левом берегу, вверх по течению от водонепроницаемых алевролитов Нижнего Обигарма, опустился на 10-12 метров с проходкой подземных сооружений. Также докладывается, что на площадке машинного зала, уровень грунтовых вод опустился с отметки 1040 до отметок, располагающихся в диапазоне от 1010 до 1023. Однако данных о продолжительности этого понижения уровня грунтовых вод не представлено.

Также докладывается, что гидравлическая проводимость песчаников Кызылташа была измерена (из одной скважины на левом берегу, пробуренной во время выработки) намного выше в Зоне IV, чем было принято в первоначальном проекте. Можно предположить, что на это повлияла подземная выработка.

Тем не менее, для данного ТЭО мы использовали похожие значения, как в первоначальном проекте. Необходимо помнить, что, по крайней мере, локально, гидравлическая проводимость в Зоне IV может достигать больших значений, чем принятые  $10^{-7}$  м/сек (хотя ИГП, в ссылке [26] ЛЕХОВ А.В., Имитационное моделирование растворения соляного слоя во время строительства Рогунской ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Москва, 2009



, Таблица 2.1.1. предположил гидравлическую проводимость сравнительно выше значений 1978 года для песчаников и алевролитов в разных геотехнических зонах строительной площадки; но причины для данной модификации не были приведены).

На данном этапе не была принята во внимание анизотропия гидравлической проводимости, в основном из-за высокой степени раздробленности горной породы в нескольких направлениях, что уменьшает данный эффект по сравнению с обычной, равномерно нагруженной стратифицированной горной породой.

### **9.2.2 Общее расположение водоносных горизонтов**

Описание водоносных горизонтов на строительной площадке сделано в Отчете Фазе 0, параграф 4.

Стоит напомнить, что согласно результатам измерений расходов сделанных на родниках Арарак и Пасимурахо, которые показывают увеличение расхода при движении вниз по течению, следует принять во внимание некоторое участие из «зоны нарушений».

Водоносные горизонты на площадке плотины и в окрестностях реки Вахш ведут себя четко в зависимости от сезона. Во время паводкового периода реки Вахш, то есть летом, в результате таяния ледников, уровень реки может подняться до 7 метров. В это время река Вахш пополняет водоносные горизонты, а течение грунтовых вод направлено от реки к берегам, с уклоном грунтовых вод в 3% на левом берегу и 3,5% на правом берегу. Зимой, при низком уровне реки, грунтовые воды текут в обратном направлении, от берегов к реке Вахш. Такое поведение подтверждается первыми измерениями, проведенными на пьезометрах вновь пробуренных из подземных сооружений.

Тем не менее, точную конфигурацию водных горизонтов, гидравлической проводимости и просачивания в «зоне нарушений» еще предстоит исследовать, так как там могут существовать подвешенные водоносные горизонты (см. параграф 9.1). Пьезометры, установленные в недавно пробуренные скважины, должны предоставить полезную информацию для этой цели. На правом берегу расположено 19 родников, с некоторой разницей в химическом составе, в зависимости от того, течет вода из известняка или песчаника.

### **9.2.3 Гидрогеологическая модель строительной площадки**

Была получена гидрогеологическая модель строительной площадки (ссылка [32] Рогунская ГЭС, Техника гидравлических испытаний в скважинах, З. Х. Касымов, Рогун, 2012

и ссылка [33] Гидропроект, 1900-03-05, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Фильтрационные исследования гидрогеологической модели 3D зоны главных сооружений Рогунской ГЭС, Отчет Стадии I, М., 2012, №1900- 03-05

), результаты которой вкратце представлены ниже. Для получения более подробной информации можно обратиться к специальным отчетам ИГП (Ссылка [33] и ссылка [34]), относительно плотины первой очереди и окончательной плотины.

Контурные модели представлены на Рисунке 9.2, для плотины первой очереди. Граничные условия вдоль Гулизинданского разлома являются непроницаемыми, согласно исследований первоначального проекта они приняты за водонепроницаемые. Западная граница следует пределам водораздела, а затем проходит через «зону

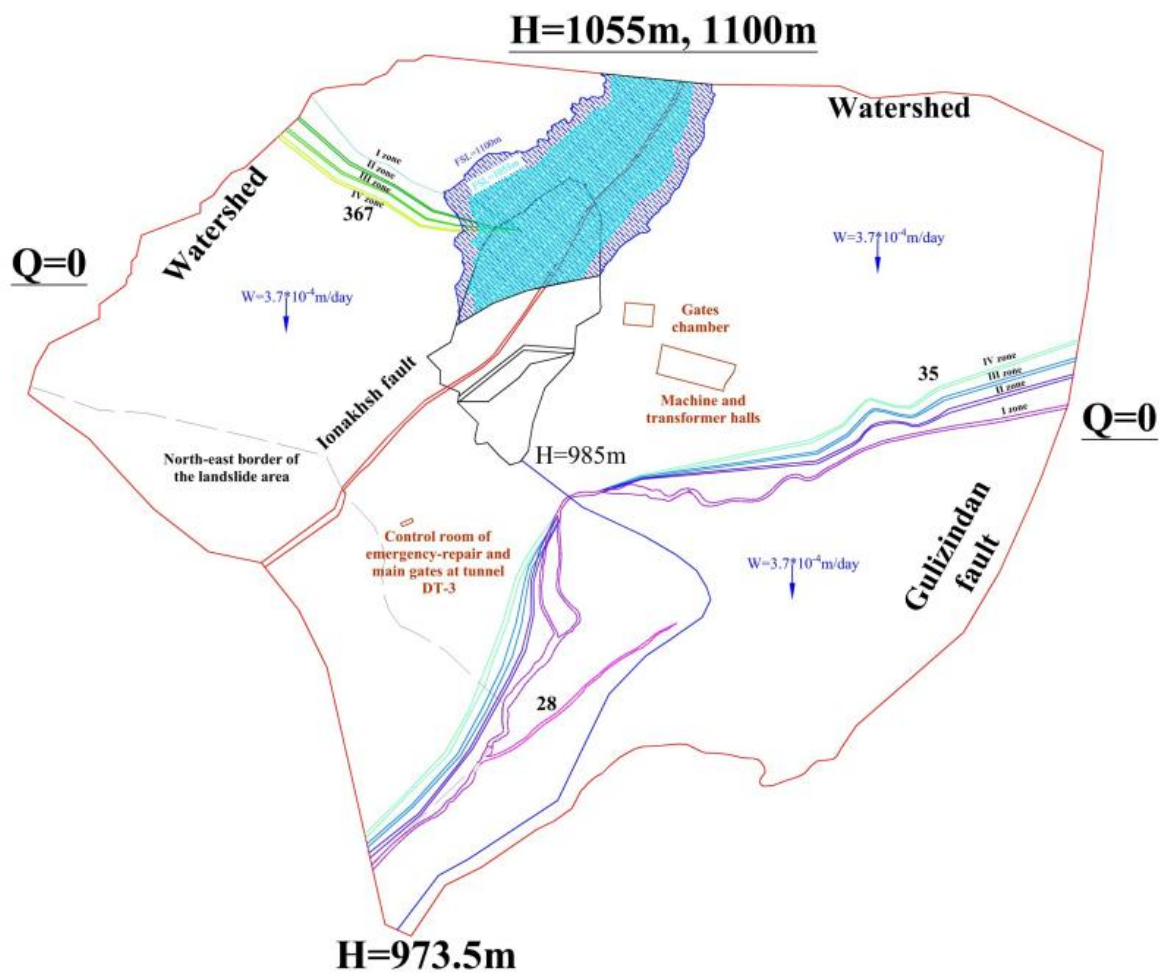
нарушений», из которой принято отсутствие поступлений воды. Принятые значения просачивания упомянуты на схеме (15% от среднегодового количества осадков).

Что касается гидравлической проводимости для различных горных пород, принятые значения для каждой геотехнической зоны перечислены в Таблице 9.1.

Тектонические разломы предполагаются как водонепроницаемые, что соответствует наблюдениям на строительной площадке и факту заполнения данных разломов глиной и глиносодержащей породой.

Калибровка модели была выполнена путем сравнения пьезометрических данных со смоделированным уровнем воды, с небольшими поправками гидравлической проводимости; баланс модели был также проверен.

Предполагая полную эффективность дренажных галерей, расположенных вокруг мест ведения подземных работ (особенно машинного зала), давление воды на окончательную плотину согласно модели должно быть в диапазоне от 2 до 18 м напора воды над сводом. Без дренажа, оно достигает 160 м, согласно результатам в Таблице 9.2.



**Рисунок 0.2: Конфигурация и граничные условия гидрогеологической модели (для плотины первой очереди)**

Stratigraphic index	Lithological composition of rocks	Seepage coefficient value in model layer, m/day			
		Numbers of engineering-geological competent zones			
		I	II	III	IV
		Numbers of model layers			
		(1-2 layer)	(3 layer)	(4 layer)	(5-11 layer)
alQ <sub>IV</sub>	Cobble roundstone, pebble, gravel, sand	150	150		
J <sub>3gr</sub>	Grouting of caprock	0.0001		-	-
	Fault filled with salt	-	-	0.00001	
	Mudstone				
K <sub>1jv1.2</sub>	Siltstone, mudstone with interlayers of sandstone	6.0	0.3	0.06	0.009
K <sub>1kz, K<sub>1kr, K<sub>1mg</sub></sub></sub>	Sandstone and siltstone	6.0	0.9	0.18	0.009
K <sub>1ob1</sub>	Siltstone and mudstone	6.0	0.3	0.06	0.00001
K <sub>2t</sub>	Mudstone, limestone	6.0	0.3	0.06	0.009
K <sub>1ob2</sub>	Sandstone	6.0	0.9	0.18	0.009
K <sub>1lt, K<sub>2al, K<sub>2cm</sub></sub></sub>	Sandstone, mudstone, limestone, siltstone with interlayers of gypsum	6.0	3.0	0.06	0.009
Tectonic faults	Joint with gougl clay	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001

Таблица 0.1: Принятые значения гидравлической проводимости для различных горных пород (из ссылки [32] Рогунская ГЭС, Техника гидравлических испытаний в скважинах, З. Х. Касымов, Рогун, 2012)

); единицы измерения в м/день, то есть около  $1.16 \cdot 10^{-5}$  м/сек.

Hydrostatic pressure onto crown of underground structures, ton/m <sup>2</sup>				Hydrostatic pressure onto floor of underground structures, ton/m <sup>2</sup>			
Machine hall		Transformer hall		Machine hall		Transformer hall	
Without drainage	With drainage	Without drainage	With drainage	Without drainage	With drainage	Without drainage	With drainage
160-220	2-18	140-166	0-12	252-300	4-36	188-230	0-20

Таблица 0.2: Рассчитанный гидростатический подпор над подземными сооружениями на левом берегу (из ссылки [33] Гидропроект, 1900-03-05, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Фильтрационные исследования гидрогеологической модели 3D зоны главных сооружений Рогунской ГЭС, Отчет Стадии I, М., 2012, №1900-03-05

Д)

FSL	Seepage flow through, m <sup>3</sup> /day			
	<u>Slopes</u>	<u>Foundation</u>	<u>Dam body</u>	Σ
1290	234000	47500	150	281650

Таблица 0.3: Рассчитанные значения просачивания для окончательной плотины, НПУ 1290 (из ссылки [33] Гидропроект, 1900-03-05, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Фильтрационные исследования гидрогеологической модели 3D зоны главных сооружений Рогунской ГЭС, Отчет Стадии I, М., 2012, №1900-03-05

Эти результаты были приняты во внимание при проверке подземных сооружений, и данный пункт детально обсужден в отчетах, связанных с проектом подземных работ. Тем не менее, можно сказать, что в таких условиях, эффективность дренажной системы должна быть оптимальной, и выполняться соответствующее обслуживание для обеспечения долгосрочной эксплуатации в течение срока службы объекта.

### **9.3 Рекомендации для дальнейших гидрогеологических исследований**

Настоящая модель является стационарной, не калиброванной по последним данным из 19 наблюдательных скважин, пробуренных в конце 2012, потому что уровень грунтовых вод в данных скважинах на момент калибровки модели еще не находился в эксплуатационной готовности. Как замечено выше, водоносные горизонты правого и левого берега имеют четко различимое поведение летом и зимой. Следовательно, модель является только полуколичественной. Это значит, что ее точность является одного порядка величины для прогнозируемой оценки просачивания, и в рамках предполагаемого диапазона 50% для распределений водяного давления. В рамках детального проекта, Консорциум рекомендует провести дальнейшее исследование гидрогеологического режима, превалирующего в «зоне нарушений» на правом берегу, так как просачивание на плоской местности, скорее всего, выше принятого для склонов, получая и принимая во внимание все существующие данные, такие как пьезометрические уровни, расходы притоков (родники Арарак и Пасимурахо), и расходы родников.

Модель, следовательно, должна быть расширена и включить в себя «зону нарушений» и проверить, что она не может оказывать значительного влияния на результаты.

Исследования для определения вводных данных для данной расширенной модели также помогут лучшему пониманию геологической структуры данной местности, так как знания точного расположения геологических формаций в ней необходимы для достоверности результатов.

Следовательно, граничные условия также должны быть уточнены для отображения результатов исследований.

## **10 ОЦЕНКА СООТВЕТСТВИЯ ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ**

### **10.1 Группы разрывов сплошности в основании плотины**

Группы разрывов сплошности для скального основания не отличаются от обозначенных для всей строительной площадки и представлены в следующих исследованиях, а также обновлены ИГП в 2009 году (параграфы 0 и 0).

Для проверки соответствия основания, была проверена оценка несущей способности и устойчивость пластов породы.

В заключение, необходимо проанализировать риски связанные с возможными протечками воды в основании.

## 10.2 Устойчивость пластов породы приплотинных склонов

Таблица 6.7 представляет системы трещин основания, а именно трещины напластования и серии тектонических трещин.

При попытке определить возможные неустойчивости пластов породы, становится ясно, что трехмерный эффект создаваемый формой основания является благоприятным для создания устойчивости, кроме отрога горы расположенного в нижнем бьефе правого берега. Данный отрог горы будет частично поддерживать боковое давление при заполненной плотине, и была проверена устойчивость пластов, образованных пересечением системами трещин 2 и 4 (устойчивость пластов породы в верхнем бьефе левого берега детально разбирается в параграфе 12.1).

Фотография данного отрога горы ниже, а соответствующие системы трещин представлены на Рисунке 10.1.

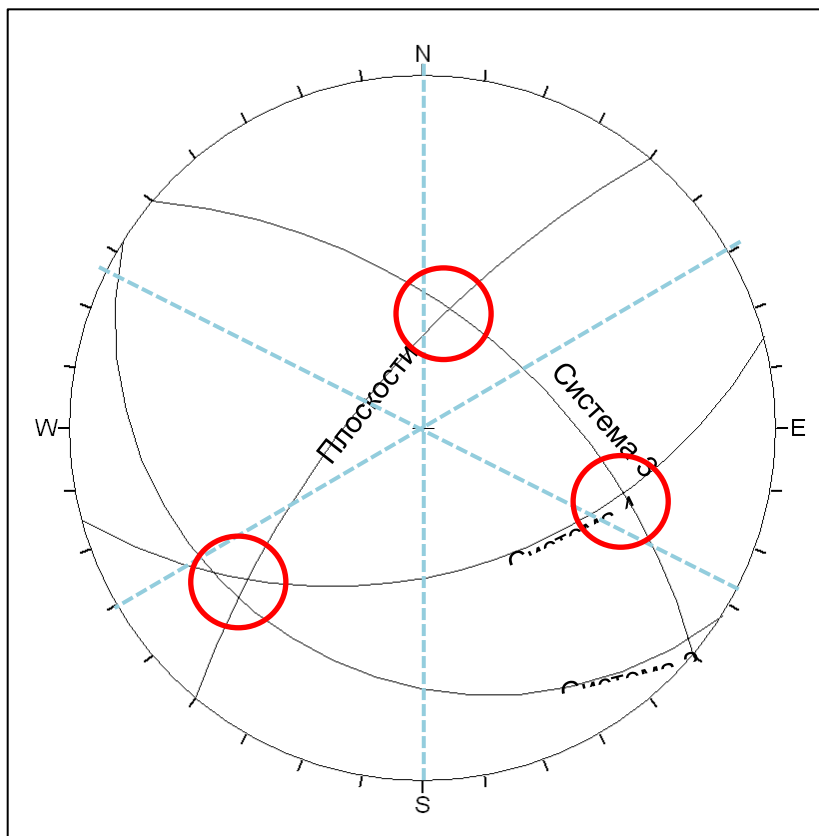


**Рисунок 0.1: Фотография отрога горы в низовье правого берега, демонстрирующей системы трещин 2 и 4**

На стереографической проекции (схема 10.2), выполнен анализ устойчивости пластов путем исследования устойчивости пластов на трех участках разных направлений Вахша.

- Участок 1: (Направление реки С-Ю): На правом берегу устойчивость пластов контролируется пересечением систем 3 и 4, с потенциальным скольжением пласта в направлении перпендикулярном залеганию простирания пласта. Не надо опасаться неустойчивости пластов, но наклон плоскости напластования подвержен к возникновению обвалов горной породы.

- Участок 2 (Направление реки СЗ-ЮВ -30): Пласт, образованный пересечением системы 2 и системы 4, с заметным нарушением сплошности сдвигов слоев, образованных плоскостями напластования, может привести к неустойчивости пластов на правом берегу ущелья; его устойчивость проанализирована ниже.
- Участок 3 (Направление реки СВ-ЮЗ - 120): устойчивость пласта контролируется пересечением систем 2 и 4, как и в случае Участка 2. Более того, наклон залегания почти параллельно по направлению реки может привести к обвалу горной породы.



**Рисунок 0.2: Стереографическая проекция (верхнее полушарие)**

Обоснование устойчивости пластов было выполнено для пласта ограниченного плоскостями и трещинами напластования системы 2, особенно для отрога горы в низовье правого берега, на упорной призме низового откоса плотины.

Пласт расположен в формации Мингбатман ( $K_1mg_5$ ), где коэффициенты слоев на прочность при сдвиге приняты, как указано в Таблице 8.3 (худший вариант).

- Связность 0.02 МПа
- Угол трения  $26^\circ$

Анализ устойчивости пластов был выполнен при помощи программного обеспечения Swedge. Минимальный коэффициент прочности, полученный для данного массива, равняется 1.88. Таким образом, не стоит ожидать риска неустойчивости пластов.

### 10.3 Выемка основания плотины

Относительно залежей аллювия в основании плотины, и ввиду того, что за ними нельзя вести наблюдение, окончательное решение оставлять или извлекать аллювиальную породу будет принято после перекрытия реки. Оно в большей мере зависит от степени озабоченности (которая должна быть сравнима с породой призм плотины после укладки в теле плотины) и доли мелкозернистой породы (величины одинакового порядка, как и в породе призм плотины).

Аллювиальную породу все равно придется извлекать из основания глиняного ядра, чтобы гарантировать водонепроницаемость плотины.

Выемка ядра плотины, достигнутая до 1993 года, все еще видна (напр. на схеме 8.8), но выветривание алевролитов и фактическое состояние демонстрируют необходимость в проведении повторной выемки для ядра плотины. Принимая во внимание чувствительность алевролита к выветриванию, это уже подчеркивалось и комментировалось как в первоначальном проекте, так и в дальнейших исследованиях (см. параграфы 6.5.2 и 7.4.2.2). Таким образом, рекомендуется при строительстве, которое продлится несколько лет, торкретировать набрызг-бетоном выемки для избегания размывания и выветривания. На дне, и где только можно, рекомендуется оставлять слой около 1 м толщины над проектным уровнем основания, который будет убран прямо перед укладкой породы для тела плотины.

Относительно других частей основания, должны быть достигнуты Зона II в верхней части бортов плотины, и Зона III или Зона IV в любом другом месте. Это, скорее всего, повлечет за собой необходимость извлечь большие потенциально неустойчивые блоки на всех горных склонах строительной площадки. В местах, где невозможно достигнуть удовлетворительного удаления скальной породы, необходимо применить эффективные меры поддержки.

Вследствие этого объем выемки и работ по обеспечению безопасности строительной площадки является важным этапом, соответствующие меры должны быть приняты заранее для гарантирования безопасности работ во время исполнения, так как в реальных условиях, обрушения горной породы происходят почти систематически во время дождливой погоды.

### 10.4 Несущая способность основания

ГИП может давать надежные оценки прочности и характеристик деформации скальных пород. Свойства прочности при сдвиге устанавливаются из ГИП, предела прочности при одноосном сжатии и константы породы  $m_i$ .

Учитывая, что основание ядра плотины лежит на алевролитах Зоны II (скальная порода Зоны I будет убрана) и что боковая призма плотины будет расположена на алевролитах Зоны I, мы использовали значения ГИП вкупе с коэффициентом смещения для симулирования выветривания и разгрузки основания (Зона II для алевролитов и Зона I для песчаников). Используемые значения приведены в Таблице 10.1.

	Песчаники	Алевролиты	Комментарии



GSI	45 - 60	35 - 50	<b>Error! Reference source not found.</b>
mi	17	7	
Предел прочности при одноосном сжатии ненарушенной горной породы $\sigma_c$ (МПа)	100	50	Данные 1978 года
Коэффициент смещения D	0	0	Взрывная отбойка по контуру выработки
Связность (МПа)	2.317 - 3.044	1.18 - 1.57	
Угол трения ( $^\circ$ )	44.21 - 48.53	27.59 - 32.18	
Предел прочности при сдвиге (МПа)	Между -0.093 и -0.288	Между -0.053 и -0.165	
Предел прочности при одноосном сжатии (МПа)	4.48 - 10.701	1.20 - 3.01	

**Таблица 0.1: Принятые коэффициенты для оценки несущей способности основания**

Обоснование несущей способности основания было выполнено в соответствии с рекомендациями ИК СВ США (USACE - инженерного корпуса сухопутных войск США). Горная порода основания была приравнена к наращенной горной породе. Характер повреждения основания зависит от расстояний между разрывами сплошности, ориентировки и состояния трещин, которые погружаются от 28 до 69 градусов. Возможное повреждение основания произойдет вдоль нормально секущих трещин.

Были получены коэффициенты прочности от 30 и выше, таким образом, демонстрируя, что не стоит опасаться проблем с несущей способностью основания, как можно было ожидать. Порядок величин полученных коэффициентов прочности большей частью покрывает факторы неопределенности о принятых геотехнических критериях.

## **10.5 Возможные последствия процессов таяния или вымывания в основании плотины**

### **10.6 Общая оценка из прошлых исследований и наблюдений со строительной площадки**

Данный вопрос был поднят Ламайером в 2005 году, ввиду быстрого измельчения алевролитов Нижнего Обигарма под воздействием атмосферных влияний. Необходимо рассмотреть риск вымывания, внутренней эрозии путем миграции мелких частиц с циркуляцией воды. Ламайер также поднял вопрос о потенциальном растворении гипса содержащегося в слоях данной горной породы (составляющая 0.5% от породы, как указано в Таблице 2.1).

Согласно наблюдениям, сделанным во время подземных работ, Консорциум предполагает, что подобные явления могут происходить и в формации Кызылташ (см. параграф 8.2.5 и Схему 8.5).

### **10.7 Меры защиты от воздействия**

Сделанная цементационная завеса, выполненная должным образом, должна ограничить и замедлить просачивания воды в основание до приемлемых величин, чтобы избежать чрезмерного размыва грунта в нижнем бьефе.

Также предполагается, что при ограничении растворении гипса в алевролитах Нижнего Обигарма, таким образом, количество миграции грунта из данной формации, вероятно, будет ограничено.

Относительно вымывания в формации Кызылташ, присутствие в низовье Нижнего Обигарма алевролитов с низкой проницаемостью, вероятно, является достаточным для ограничения градиента влажности до допустимых значений, где подобных явлений уже не стоит опасаться.

### **10.8 Выводы об обработке основания плотины**

Обработка основания плотины должна быть направлена на следующие три задачи.

Выемка основания плотины, вероятно, будет существенной в области ядра, чтобы достичь не выветрившейся горной породы и адекватно защитить ее. Тем не менее, по нашему мнению также необходимо выполнить большой объем работы для достижения целей и по твердому скальному основанию и по безопасности на строительной площадке. Задолго до начала работ, должна быть проведена обширная и всеобъемлющая операция по удалению горной породы после взрывов или по поддержке масс горной породы над строительной площадкой.

Необходимо выполнить укрепление путем цементации ниже ядра плотины, чтобы восстановить свойства скального основания, которые неизбежно будут воздействованы взрывными операциями.

Цементационная завеса, которая остановится до достижения разлома №35 (который предоставляет естественную водонепроницаемость благодаря заполнению глиной), должна быть выполнена внимательно, и потребует, учитывая размер окончательной плотины, выдерживания высоких давлений, до 6 или 7 МПа. Если применять метод

КПЦ (Коэффициент Плотности Цементации), это соответствует высоким величинам ДО (давление на объем).

Протяженность цементационной завесы на правом берегу должна быть проверена в отношении реальных геологических условий и гидравлической проводимости восточной границы нарушенной зоны.

Предполагаемый проект обработки основания плотины представлен в томе 3, главе 3, «Варианты Проекта».

## **11. ПОСЛЕДСТВИЯ ТЕКТОНИЧЕСКОЙ АКТИВНОСТИ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ НА ПРОЕКТ И ЭКСПЛУАТАЦИЮ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ**

### **11.1 Описание активных тектонических движений на площадке проекта**

#### **11.1.1 Сползание почвы в разломах**

Выполняемый в некоторых местах мониторинг с 1968 года свидетельствует об активных тектонических движениях на створе плотины. Йонахшский разлом, разлом Гулизиндан и разлом №35 были подвержены медленному, но очевидно постоянному сползанию почвы. По этой причине проектные сооружения были по большей части расположены внутри блока в верховье Йонахшского разлома, и низовье разлома №35.

Упоминание этих оседаний поверхности над выработками сделано в параграфе 2.1, а для дополнительных деталей смотрите отчет Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология. Подводя итог, были зафиксированы относительные движения двух стен разломов, также как и движения тектонических линз между ними и поблизости. Было найдено, что верхнее вертикальное движение тектонических линз систематически выше, чем относительно смещение двух стен, что предполагает экструзию.

В Йонахшском разломе, вертикальное смещение стен составляет в среднем 1.8 мм/год, против 2.8 мм/год вертикального подъема тектонических линз внутри.

В разломе №35, вертикальное смещение стен составляет в среднем 0.7 мм/год, против 2.3 мм/год вертикального подъема тектонических линз внутри

Относительное вертикальное смещение вдоль разлома Гулизиндан происходит со скоростью 1 мм/год.

Сопровождающие эти сползания почвы, были зафиксированы подобные медленные угловые изменения вдольдвигающихся разломов.

Фиксирование подобных сползаний почвы не вызывает удивление, учитывая высокий уровень сдвигающего напряжения действующего на скальный массив, и пластическое деформирование каменной соли, которое способствует таким движениям.

Нетрудно понять из этих данных, что движение постоянно сползающих граничащих разломов не может не оказать влияния на блок расположенный между ними, который служит убежищем для большинства сооружений проекта. Подобная очень медленная, но неизменная приспособляемость к деформациям без сомнений произойдет между Йонахшским разломом и разломом №35. Кроме уже упомянутого мониторинга разлома №70 в течение двух лет, с зафиксированным движением не выше 0.1 мм за этот период (см. параграф 2.1), других данных о подобных смещениях нет; распределение

и скорость движения, расположение двигающихся слоев, и т.п. Тем не менее, наблюдения на строительной площадке и пресноводность трещин и разломов со смещением, являющихся особенностью для данной площадки, подходят под модель постоянно деформирующихся горных пород (см. параграф 2.1 и отчет Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология, параграф 3.3.3).

Имеющиеся данные должны быть дополнены результатами от новой системы мониторинга, которая будет установлена.

### **11.1.2 Потенциальные ко-сейсмические смещения**

В дополнение к сползанию почвы в разломах, позволяющее медленное растрачивание тектонической сдавливающей энергии, сейсмотектонический анализ, выполненный в Сейсмотектоническом отчете, показал, что в случае землетрясения можно предположить два вида ко-сейсмических движений, а именно:

- относительное ко-сейсмическое движение, оцениваемое с максимальной амплитудой в 1 м вдоль Йонахшского разлома или разлома Гулизиндан,
- относительное ко-сейсмическое движение, оцениваемое с максимальной амплитудой в 0.1 м вдоль разломов или слоев расположенных между Йонахшским разломом и разломом Гулизиндан.

Таким образом, необходимо принять во внимание возможное наступление таких ко-сейсмических действий при проектировании работ.

Вдоль Йонахшского разлома, ко-сейсмическое смещение в 1 м, и в любом случае, кумулятивное вертикальное движение в 0.28 м за 100 лет.

Вдоль разлома №35 и других разломов подверженных движению для приспособляемости к ко-сейсмическому смещению (или медленному сползанию почвы), принимается максимальное ко-сейсмическое смещение в 0.1 м, учитывая, что в любом случае сползание почвы повлечет за собой вертикальное движение вдоль разлома №35 приблизительно в 0.23 м за 100 лет.

## **11.2 Последствия для плотины и открытых сооружений**

Как подробно описано в томе 3, главы 3, «Альтернативы Проекта», значение сползания почвы, как и ко-сейсмического смещения, не должно иметь влияния на плотину, ввиду размера и способности подвергаться деформации относительно движений. Ядро плотины расположено немного выше разлома №35, и фильтры проектируются, чтобы защитить от последствий относительного смещения во время землетрясений.

Влияние на открытые сооружения должно остаться ограниченным. Высокоуровневое водосбросное сооружение на открытом воздухе, расположенное в нижнем бьефе склона правого берега внутри «зоны нарушений», может быть затронуто движениями разлома №35 или другими нарушениями сплошности подобного рода.

На данном уклоне, являющегося частью «зоны нарушений», активная эрозия приводит к постоянному вымыванию грунта, так что если разлом №35 и его движения расширятся в данном направлении, этого не будет видно.

Тем не менее, все открытые сооружения имеют преимущество в том, что могут легко наблюдаться, поэтому проявление любого повреждения должно быть быстро замечено постоянными инспектирующими службами и оперативно отремонтировано.

## 11.3 Последствия для подземных сооружений

### 11.3.1 Гидравлические тоннели

#### 11.3.1.1 Общие указания

Гидравлические тоннели проекта, в большинстве своем, имеют недостаток в отсутствии легкого доступа для инспектирования, ввиду размера водохранилища и соответствующих напора воды.

Таким образом, данные тоннели должны проектироваться с учетом приспособляемости к тектоническим движениям, реально происходящим (постоянное сползание почвы) или потенциальным (ко-сейсмическим движениям).

В частном случае гидравлических тоннелей, и особенно с высокой скоростью воды, как на Рогун, последствия относительного смещения вдоль разлома могут быть драматичными, если соответствующие не будут приняты меры предосторожности с начала разработки. Последствия, которые могут возникнуть в связи с движением разломов отсекающим гидравлическим туннель иллюстрируются в случаях А, В и С рисунка 11.1.

Прежде всего, относительное смещение заставит воду двигаться под высоким давлением и с большой скоростью в сторону земли, где она будет двигаться против направления течения. В большинстве случаев порода разломов является глинистой или илистой, но быстро теряет прочностные свойства в присутствии воды, может быстро произойти эрозия и вымывание грунта, что приведет к обрушению обделки. На этом процесс не остановится и продолжится, и может привести к полному обрушению тоннеля.

Случай В и С показывают последствия выше стока, где пустотелости могут образоваться и повредить обделку и подошву выработки, и вызвать последующие потери напора, образованные разрывом сплошности в стенах тоннеля.

Таким образом, гидравлические тоннели необходимо проектировать с учетом возможных последствий от движения разломов. Желательно инспектирование гидравлических тоннелей после каждого такого движения разлома, которое необходимо выполнять как можно скорее, для быстреего начала восстановительных работ.

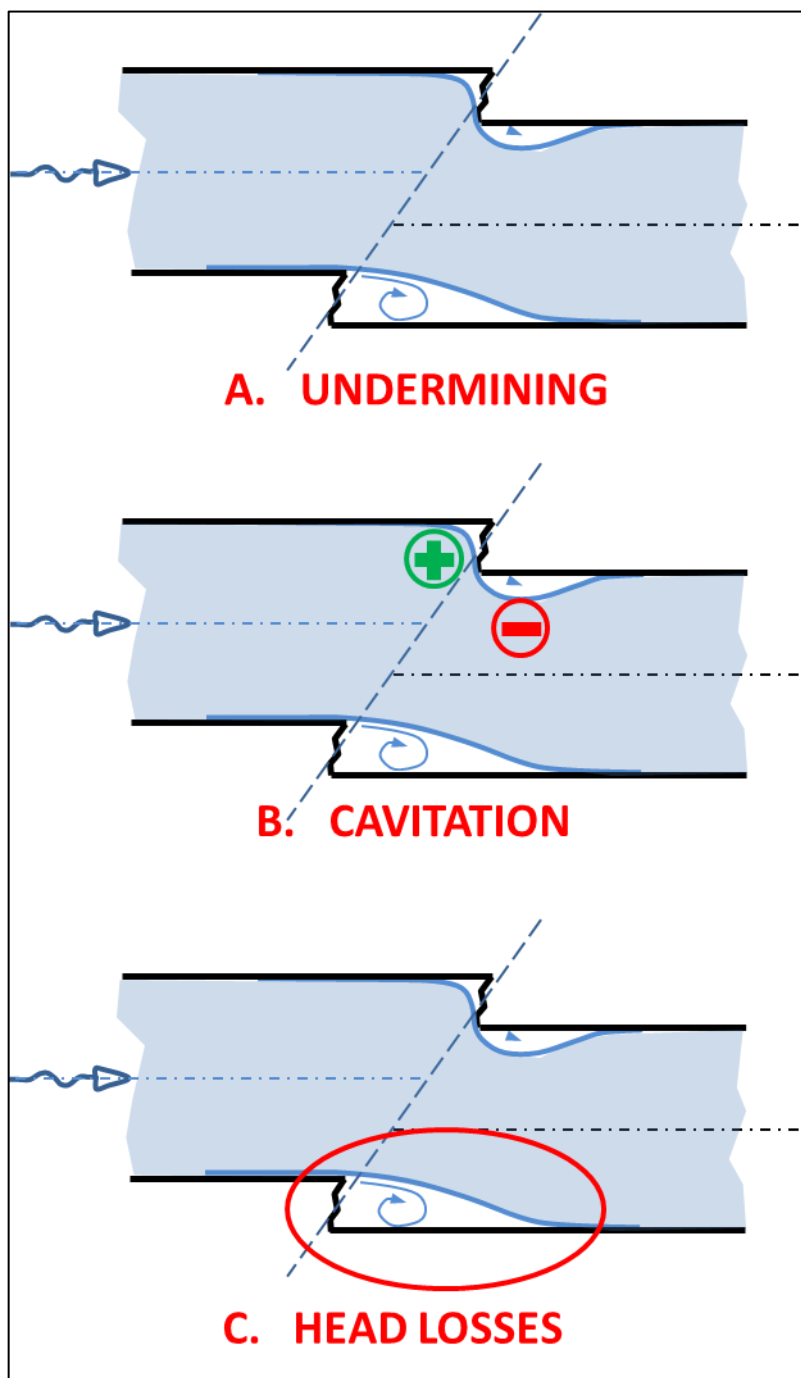


Рисунок 11.1: Упорядоченный в порядке серьезности, возможный ущерб являющийся следствием соответствующего смещения гидравлического туннеля при движении разлома

#### 11.3.1.2. Гидравлические туннели, пересекающие разлом №35 или подобные

Схема расстановки строительной площадки является такой, что некоторые гидравлические туннели должны пересекать разлом №35 или небольшие разломы того же семейства S4 .

Тоннели, пересекающие разлом №35, должны проектироваться таким образом, чтобы справиться с относительным движением разлома до 0.1 м (величина ко-сейсмического движения). Данное предположение делается для всех пересекающихся разломов, которые предположительно должны компенсировать сейсмические движения. Точное определение разломов, которые должны рассматриваться таким образом (кроме разлома №35), будет сделано на этапе детальных исследований, но мы предположили, что основные разломы семейства S4 (как разлом №70 или разлом №32) расположенные между разломом №35 и Йонахшским разломом потенциально могут пострадать от ко-сейсмического движения в 0.1 м.

Распределение разломов, где тоннели должны быть специально спроектированы для приспособления к возможному сползанию почвы или к ко-сейсмическому движению с относительным смещением в 0.1 м, на этом этапе предположительно будет каждые 40-60 м внутри блока, ограниченного Йонахшским разломом и Разломом 35 (см. параграф 6.6.1.2), или даже 20 м согласно отчету Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология. Угол падения над горизонтом таких разломов варьируется от 20 до 50 градусов.

В отсутствие ко-сейсмического движения, запас в 0.1 м для относительного смещения в значительной мере покрывает кумулятивный объем смещения от возможного сползания почвы (максимальная оценка в 0.23 см в 100 лет для разлома №35). Три меры предлагаются для гидравлических туннелей в месте пересечения таких разломов.

Первая из них проиллюстрирована пояснительным эскизом рисунка 11.2, в результате чего разработка сверху будет выполняться при пересечении разлома, по всей возможной зоне воздействия движения разлома. Эта разработка сверху, с целью выявления, останется ограниченной до максимум 1 м по диаметру туннеля (который может достигать более 15 м), для того, чтобы выдержать смещение в 0,1 м.

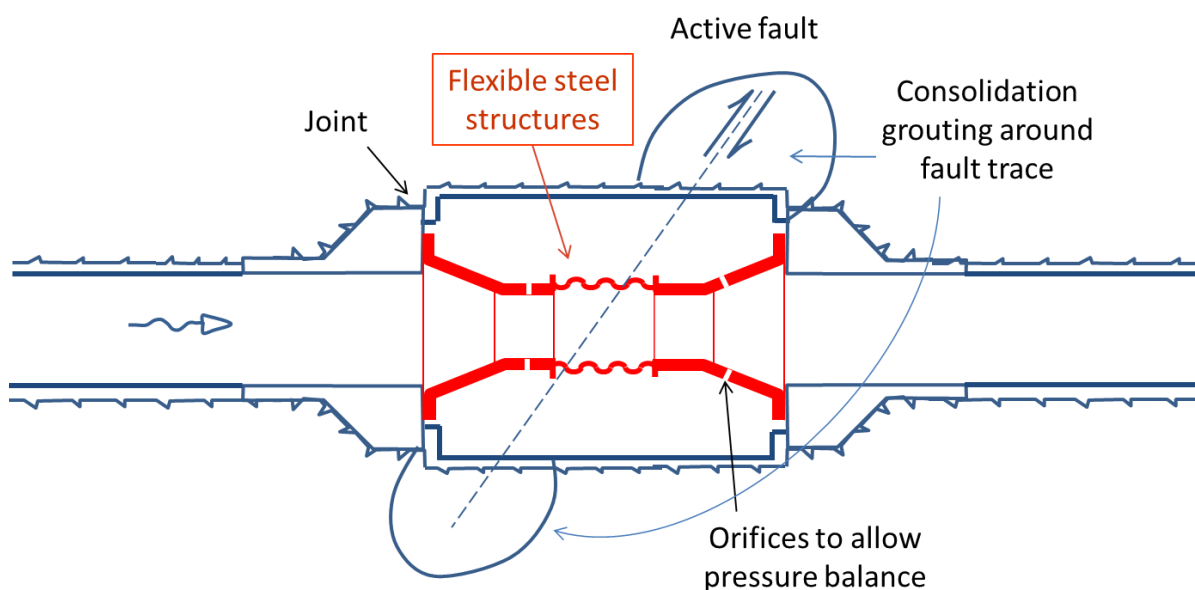


Рисунок 11.2: Пояснительный эскиз предлагаемой меры для пересечения небольших разломов (ожидаемое соответствующее смещение не больше 0.1м), первое решение

Участок затем должен быть обделан железобетоном (со временем с трещинами смещения, в зависимости от длины), и соединен к имеющемуся участку туннеля на обоих концах с помощью соединений. Внутри железобетонной разработки, должна быть установлена специально разработанная стальная облицовка с расширяемыми и сжимаемыми соединениями, с боковыми отверстиями, допускающими баланс давления воды на обеих сторонах гибкой стальной конструкции. Чтобы укрепить почву вокруг разлома, дополнительной мерой будет достижение укрепления грунта путем цементации по его следу.

Детальное проектирование такого устройства, конечно, должно быть выполнено на более поздней стадии исследований, но это признано приемлемой альтернативой в случае движения разлома, при сохранении потока воды в водонепроницаемой обделке, допускающей некоторое количество относительного смещения.

Однако очевидно, что такое решение не может быть принято, если рассматриваемая зона слишком большая, так как самоокупаемость деформируемой стальной конструкции в центре не будет гарантирована.

Вторая предлагаемая мера является более простой, менее дорогой, но, скорее всего наименьшей эффективности, чем первое устройство на рис. 11.2. Соответствующий иллюстративный эскиз представлен на рисунке 11.3.

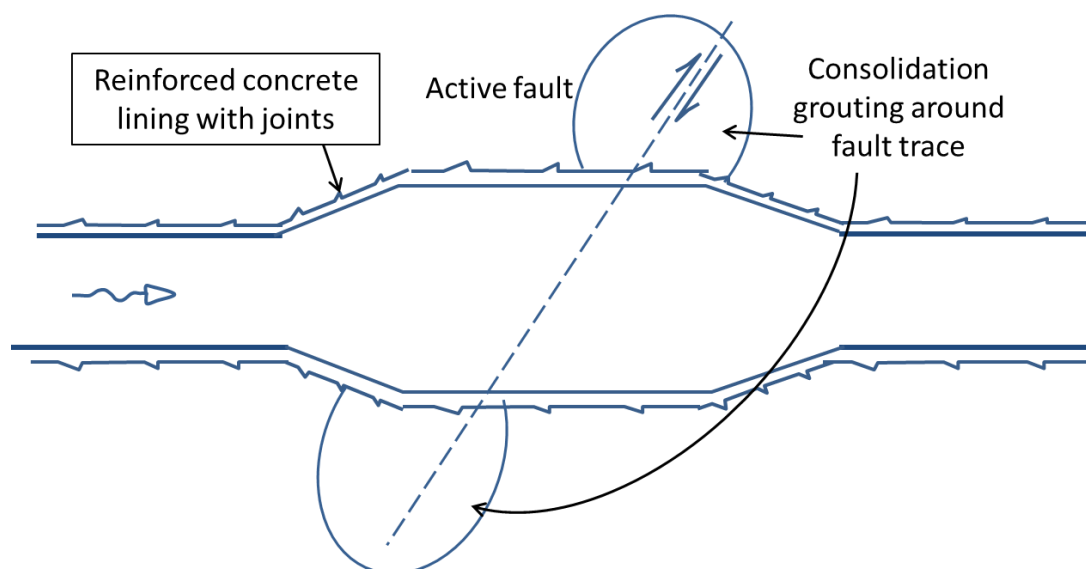


Рисунок 11.3 Пояснительный эскиз предлагаемой меры для пересечения небольшого разлома (ожидаемое соответствующее смещение не больше 0.1м), второе решение

Оно состоит из удаления стальной конструкции с первой меры, сохраняя только разработанный участок по всей длине туннеля потенциально нарушенного движением разлома, обделанного сильно армированной толщиной бетона, пересекаемой каждые несколько метров соединениями, оснащенными расширяемыми гидроизоляциями, предназначенных для того, чтобы выдержать смещения (сдвиг, тяговое усилие или сжатие) в несколько сантиметров.

Основной принцип заключается в том, чтобы в случае движения разлома, железобетонная крепь перенесла минимальные повреждения, без значительного снижения опорного давления, таким образом, обеспечивая устойчивость выработки, и



сохраняя низкую водопроницаемость для избегания вымывания грунта, чего следует опасаться больше всего. Если разрыв разлома происходит на очень коротком расстоянии (например, разрезе пилы), следует отдать предпочтение первому решению, так как в этом случае железобетонная обделка может оказаться локально сильно повреждена только в месте разлома.

С учетом этих соображений, предполагается третий вариант, который, вероятно, является наиболее эффективным, если снижение в имеющемся участке тоннеля может быть принято между временем возникновения землетрясения, инициирующего ко-сейсмическое движение и временем ремонта туннеля. Так как максимальное смещение составляет 0,1 м, то данная мера просто заключается в значительном увеличении толщины бетонной обделки и ее укреплении соответствующим образом, с тем чтобы сохранить обделку туннеля даже после ко-сейсмического смещения. Армирование должна быть рассчитано так, чтобы избежать падения крупных частей обделки или заделанной породы.

Учитывая геомеханические свойства породы между разломом №35 и Йонахшским разломом, никаких больших проблем с устойчивостью не предвидится в процессе работ проходки и укрепления, так как толщина зоны разломов не превышает нескольких метров.

Тем не менее, в случае разлома 35, тектоническая линза правого берега, между двумя швами разлома, достигает толщины от 60 до 70 м. Трещины заполняются глиной, толщиной от 15 до 20 см, в то время как горная порода между ними сильно разрушена (для более подробной информации, смотрите описание отчета Фазы II - Том 2 - Глава 2 - Геология, пункт 3.3.2).

Таким образом, решением, которое должно быть выбрано для этого крупного разлома участка, пересекаемого некоторыми гидравлическими тоннелями (а именно строительными тоннелями и выпускного сооружения среднего уровня 2), является то, что предлагается в чертежах, прилагаемых к ИТЭО и абстрактно показанным ниже.

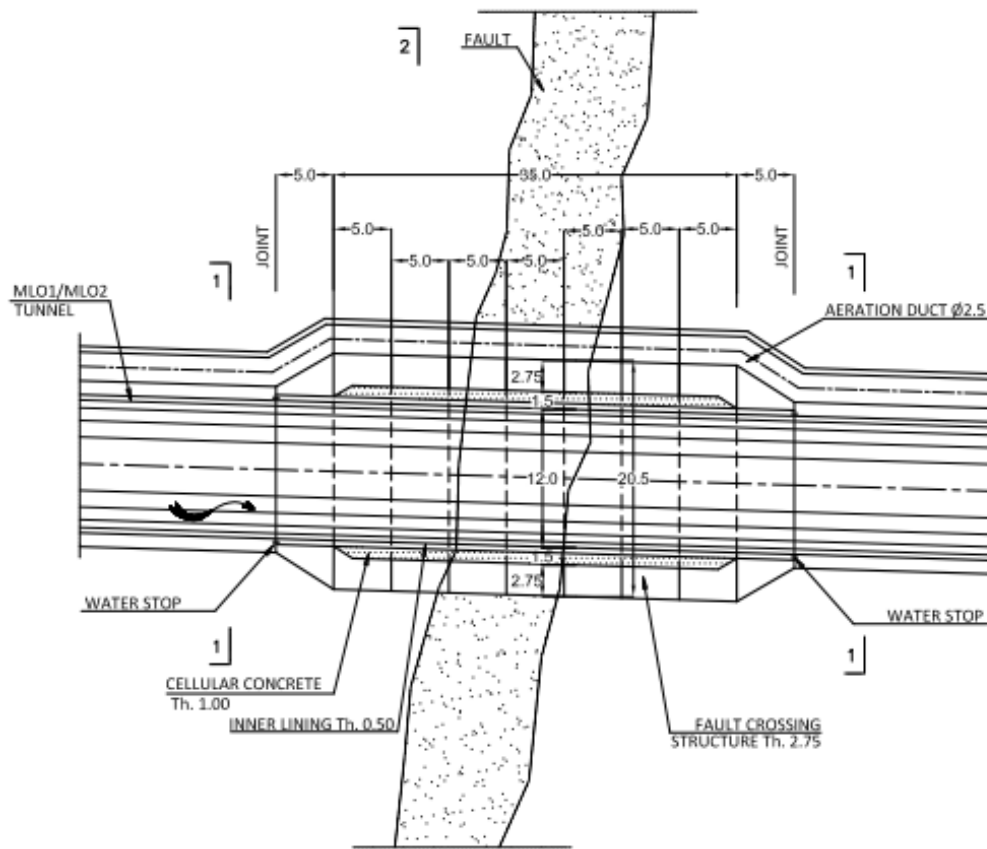


Рисунок 11.4: Пояснительный эскиз предлагаемой меры для пересечения большого разлома.

Однако кинематика движения разлома 35 должна быть изучена более подробно в последующих этапах исследования, с целью более точного выявления местоположения разлома 35, который будет оснащен специальным устройством.

Учитывая наблюдаемые условия в изыскательной штольне 1002, которую не удалось полностью очистить из-за постоянных обрушений горной породы при пересечении разлома №35, или, учитывая, что случилось в строительных тоннелях, работы по проходке будут непростыми, и требуется аккуратное выполнение работ по проходке и поддержке в разделенных секторах. Они будут зависеть от выбранного окончательного решения.

### 11.3.1.3 Гидравлические тоннели, пересекающие Йонахшский разлом

Потенциальное ко-сейсмическое движение вдоль Йонахшского разлома имеет максимальную амплитуду в 1м, любой гидравлический тоннель, пересекающий его, должен быть снабжен соответствующими мерами для того, чтобы справиться с максимально возможными подобными движениями, или, по крайней мере, защитить от последствий до приемлемого уровня риска. В действительности, гидравлический тоннель, который пересекает или будет пересекать Йонахшский разлом, это только третий строительный тоннель, который не должен эксплуатироваться приблизительно более 10 лет.

Толщина тектонической линзы в Йонахшском разломе достигает 80 м на правом берегу, для разлома №35 абсолютно необходимо попытаться установить места, где возможно произойдет сбросовый разрыв.

Учитывая такое движение, мы предлагаем:

- либо принять меру, схожую с тем, что на рисунке 11.3,
- либо соответствующее армирование и увеличение тоннельной обделки на 1,2 м согласно третьей мере, предложенной в пункте 11.3.1.2., если может быть принято состояние временной потери имеющегося участка туннеля.

В обоих случаях мера должно быть приспособлена к Йонахшскому разлому, с постепенным расширением участка туннеля для уменьшения скорости воды. Туннель будет пройден с перебором, увеличивая его диаметр разработки (по крайней мере на около 5 метров, по крайней мере, в первом решении, немного меньше во втором), и обделан сильно армированными бетонными обделочными кольцами толщиной более 1 м и трещинами, интервалом от около 5 до 10 м (в зависимости от длины и дальнейших исследований).

Предполагается, что в случае ко-сейсмической движения амплитудой в 1 м, армирование несколько распределит деформацию по определенной длине, и что, так как толщина обделки больше ожидаемого движения, армирование поможет сохранить полость неизменной, избегая обширную эрозию и разрушение как в случае А на рисунке 11.1.

Поясняющий эскиз этого решения представлен на рисунке 11.5.

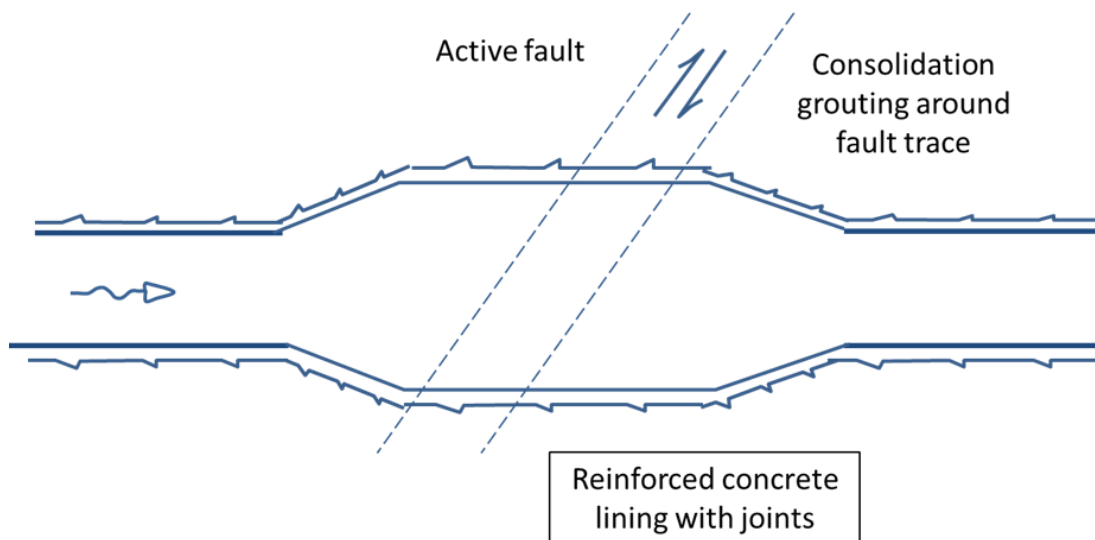


Рисунок 11.5: Пояснительный эскиз устройства гидравлических туннелей в месте пересечения Йонахшского разлома (размеры необходимо определить на основе детального исследования кинематики разлома)

Тем не менее, и учитывая диаметр гидравлических туннелей (более 15 метров), увеличение диаметра проходки потребует проходку размером с выработку. Учитывая слабые свойства тектонической линзы Йонахшского разлома, и присутствие мягких аргиллитов Гаурдак толщиной около 25 м в нижнем бьефе, проходка должны быть

округлой формы, и выполняться с максимальной осторожностью, по разделенным секторам, с немедленным применением опор и тщательным мониторингом.

Другим решением для улучшения условий выемки является пересечение разлома путем двух или трех тоннелей, вместо только одного, создавая раздвоение – или троение – выше и ниже него.

Детальное исследование кинематики Йонахшского разлома также поможет в определении наиболее вероятных местоположений, где может произойти движение, и в детальном проектировании обработки зоны разлома на этой основе.

#### 11.3.1.4 Выводы о пересечении разлома гидравлическими тоннелями

Были представлены различные решения, предлагаемые для обделки гидравлических туннелей в месте пересечения активных разломов. На чертежах, и для оценки затрат было принято решение на основе значительного утолщения обделки до 5,5 м (пересечение Йонахшского разлома строительным туннелем третьего уровня).

Как подчеркивалось выше, необходимо больше исследований в работе над детальным проектом, чтобы попытаться установить возможные местоположения потенциального ко-сейсмического движения разлома. Представлены принципы решения, для Йонахшского разлома (ко-сейсмическое движение в 1м) но кроме других разломов, включая разлом №35, где предполагается ко-сейсмическое смещение в 0.1 м.

Распространение специальной обработки на другие разломы оправдывается возможным развитием трещин или дальнейшей передачей по цепочке ко-сейсмических смещений вдоль небольших разломов, включая места, где имеются подозрения, что произойдет сползание почвы.

Инспектирование ИГП состояния строительных тоннелей №1 и №2 в 2009 году выявило, кроме сползания почвы в порталах и нарушений связанных с Разломом 35, что сползание почвы в других местах привело к обширному растрескиванию бетонной обделки в 70 м и 90 м от порталов для строительных тоннелей №1 и №2 соответственно, которые были интерпретированы как гравитационное сползание почвы вдоль слоя S4. В строительном туннеле №2, обвал между последним слоем и разломом 35, в песчанике Кызылташ, нельзя объяснить по-другому, кроме как высоким или чрезмерно высоким уровнем давления (ссылка [23] Гидропроект, 1861-1-Книга 1, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения первой очереди станции, Москва, 2009, №.1861-1-Книга1

], § 2.3.3.1). Но просмотр документов инспектирования (ссылка **Error! Reference source not found.**15], § 5.2), определяет соответствующий обвал породы в 10,000 м<sup>3</sup> на пересечении разлома №70 (образовавшаяся пустота простирается на западной стороне туннеля на 18 м над сводом).

В любом случае, если землетрясение вызовет ко-сейсмические смещения, все гидравлические туннели должны быть в скорейшем времени проинспектированы, на предмет необходимости восстановительных работ.

#### 11.3.2 Негидравлические подземные сооружения

Относительно подходов и дополнительных тоннелей, ожидаемое ко-сейсмическое смещение не предвидится более 0.1 м, и, учитывая, что такие туннели обычно

легкодоступны для наблюдений, ремонтные работы причиненных повреждений не должны составить проблему.

Тем не менее, относительно выработки машинного зала, выработки трансформаторного помещения, камеры затворов и других выработок первостепенного значения для эксплуатации проекта, возможные ко-сейсмические смещения в 0.1 м, как и сползание почвы, могут произойти во время продолжительности службы проекта. Разломы, такие как разлом №70, которые пересекают машинный зал, могут передать по цепочке некоторое сейсмическое смещение.

Воздействие такого движения, а также влияние возможного сползания почвы вдоль Йонахшского разлома и разлома №35, должно быть учтено в проекте.

Подобным образом, изменения в наклоне агрегатов, которые могут произойти впоследствии сползания почвы внутри блока, ограниченного Йонахшским разломом и Разломом 35, были учтены в Оригинальном Проекте (устное общение с Mr. Количко).

В последующих этапах исследования Проекта, рекомендуется возобновить детальный мониторинг и исследование кинематики движения разломов, для выявления местоположения потенциального движения разлома и последующей обработки, как уже подчёркивалось в отчете Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология, параграф 7.2.

#### **11.4 Сейсмичность, вызванная водохранилищем**

Большая глубина и объем водохранилища протянутся по большей части вдоль верховья расположенной Вахшской долины. Как подчеркивалось в предыдущих исследованиях и отчете Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология (параграф 2), в данной долине находятся два активных региональных разлома: Гисаро-Кокшальский разлом и Ильяк-Вахшский разлом. Таким образом, вызванная водохранилищем сейсмичность с большой долей вероятности произойдет во время и после затопления водохранилища.

Поэтому рекомендуется установить соответствующую систему сейсмического мониторинга по Проекту для определения фонового компонента.

Вызванная сейсмичность может привести к выбору соответствующих инструкций по эксплуатации для разных уровней водохранилища, как это могло иметь место для Нурекского водохранилища.

## **12 ВОПРОСЫ ОТНОСИТЕЛЬНО ГЕОДИНАМИКИ, ХАРАКТЕРНЫЕ ДЛЯ ПЛОЩАДКИ**

### **12.1 Устойчивость склона вдоль трещин системы 4**

#### **12.1.1 Презентация проблемы**

Разломы и сплошные слои семейства S4, с меняющимся углом падения, присутствуют в основании, как уже было подчеркнуто в параграфе 8.3.2. Согласно Оригинальному Проекту (параграф 0), подтвержденному наблюдениями в штольнях, они непрерывны на протяжении как минимум 200 м, с интервалами в 40-60 м.

Последняя часть этого параграфа будет посвящена оценке устойчивости склона верховья левого берега вдоль системы трещин 4, которые кажутся неблагоприятными.

Устойчивость склонов, где будут расположены временные и постоянные водозаборные сооружения, необходимо проверить в данном аспекте. Повреждения, замеченные на водозаборных сооружениях строительных тоннелей, демонстрируют реальность таких сползаний почвы вдоль слоев семейства S4, которые, с затоплением и сработкой уровня воды, могут в конечном итоге сползти в водохранилище.

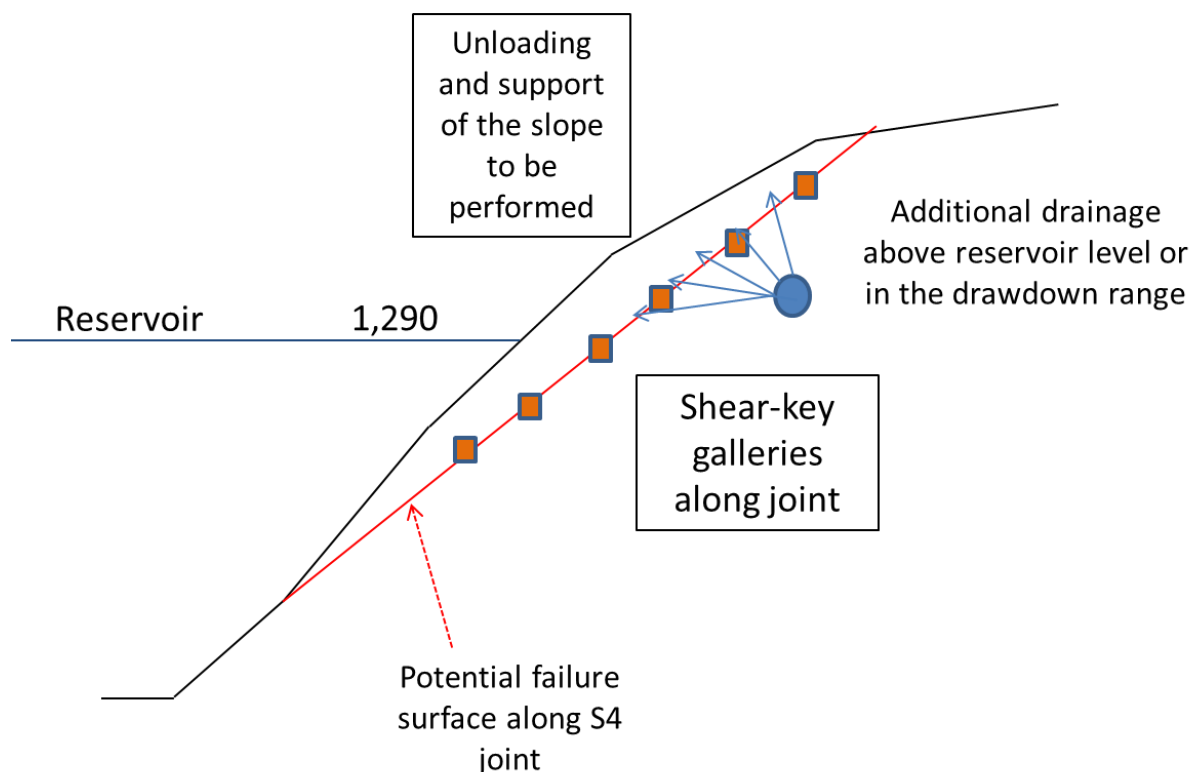
Данный риск гравитационного сползания является одним из выводов отчета Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология, где он описан в деталях.

### 12.1.2 Предлагаемые меры по устранению неисправности

Основные принципы мер по устранению неисправности:

- Дренаж, где возможно (над уровнем водохранилища или в зоне колебаний уровня),
- Разгрузка склона ре-профилированием, насколько возможно,
- Бетонные гибкие шпонки вдоль обозначенного слоя, для его укрепления,
- Поддержка склонов длинными анкерами или арматурными пучками.

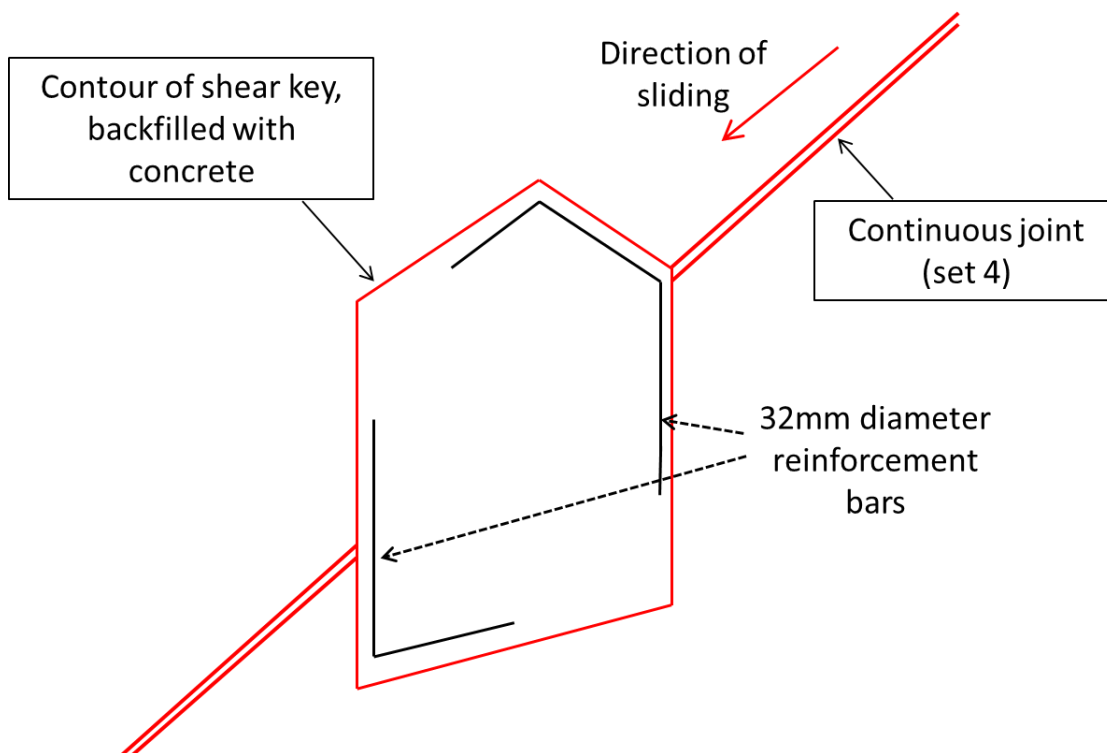
Пояснительный схематический чертеж данных мер представлен на Рисунке 12.1.



**Рисунок 0.1: Пояснительный схематический чертеж мер для стабилизации потенциальных обвалов горной породы вдоль слоев семейства S4 (верхустье левого берега)**

Гибкие шпонки – это штольни высотой около 3-4 метров, пройденные через потенциальную точку обвала, и следующие ее поверхности по всей площади обработки. Они заполняются бетоном, чтобы суметь воспрепятствовать началу обвального движения. Их преимущество в том, что расположенные ниже уровня водохранилища, можно закончить до затопления водохранилища.

Гибкие шпонки на разных уровнях обычно требуются для гарантирования устойчивости, и такое решение рассматривалось Coyne et Bellier в нескольких проектах. Например, оно было применено для стабилизации бортов 230 метровой арочной плотины Карун IV, в Иране.



**Рисунок 0.2: Пояснительный схематический чертеж гибкой шпонки (галерея, пройденная вдоль слоя и заполненной железобетоном)**

Пояснительный схематический чертеж гибкой шпонки (поперечное сечение) показан на Рисунке 12.2.

Выполнение гибких шпонок предполагает, что разрывы сплошности или разломы, вдоль которых может произойти обвал горной породы, четко определены. Таким образом, детальное расследование потенциально неустойчивых масс в верховье левого берега, вдоль слоев семейства S4, таких как разлом №70, должно начаться своевременно для проектирования и выполнения соответствующих мер, до поднятия уровня воды.

В случае если заполнение глиной сократится до нескольких сантиметров, как наблюдалось в галереях строительной площадки плотины, такие гибкие шпонки не

потребуется. Гибкие шпонки обычно используются на непрерывных слоях, заполненных значительной толщиной мягкой породы.

Меры по исправлению положения должны быть дополнены постоянным мониторингом, используя высокую производительность и длительный качественный материал, обследовать склоны.

## **12.2 Низовье правого берега и «зона нарушений»**

### **12.2.1 Потенциальные риски, вызванные наличием нарушенной зоны**

Интерпретация образования и структуры «зоны нарушений», была представлена Консорциумом в геологическом отчете Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Геология. Прошлая гипотеза об огромных оползнях в прошлом, представленная в Первоначальном проекте, которые могли быть повторно задействованы заполнением и фильтрацией через правый берег водохранилища, отвергается и объясняется тектоническими деформациями.

Как показано в отчете фазы II - Том 2 - Глава 2 - Геология, "нарушенная зона" на самом деле генерировалась соляной тектоникой, грубо говоря, экструзия гипсовых масс впоследствии карстовалась на поверхности. Эта конструкция является гораздо устойчивой и может быть отброшен риск огромного оползня.

Изгиб слоев от стройплощадки плотины к склону над правым берегом реки Вахш в низовье, вероятно является крутым с некоторыми зонами слабости, но целостность массива сохраняется на данном большом склоне.

Тем не менее, недалеко от реки, уровень грунтовых вод имеет очень пологий склон, в то время как виден, по крайней мере, один постоянный водный источник приблизительно около отметки 1100 вверх по течению от Йонахшского разлома, предполагая наличие подвешенных водоносных горизонтов. Наличие водохранилища заполнить это пространство. Между тем не известно ни укоренение массы гипса в глубине, выше по течению от Йонахшского разлома, ни его расположение с другими потенциально карстовыми образованиями.

Поэтому, было бы опасение, что повышение уровня водохранилища, сталкиваясь с гипсом, может спровоцировать выщелачивание последнего, и, таким образом, утечку вниз по течению. Этот вопрос, однако, исключен (подробнее см. в пункте 13.2).

Как указано в отчете фазы II - Том 2 - Глава 2 - Геология (пункт 7.3), локальное повышение порового давления не может быть исключено, учитывая карстовые образования и гетерогенный подземный поток, который можно ожидать из залегающих сильно и плохо проницаемых образований.

Это является причиной того, что мониторинг зоны является необходимым, и дренажные меры должны быть реализованы там, где это окажется необходимым.

### **12.2.2 Устойчивость коллювиальных масс переднего склона нарушенной зоны**

Вымывание грунта дождевой водой и просачивание сверху данной зоны, создали интенсивную эрозию поверхности склонов вниз по течению правого берега, прямо над рекой Вахш, вероятно совместно с гравитационной осадкой грунта. Как уже упоминалось в параграфе 2.4.2, некоторые потенциально неустойчивые массы



коллювиальных отложений остаются на склоне, в низовье строительной площадки плотины, над рекой Вахш. Наиболее значимый в данный момент наблюдается (рис. №51 отчета Фазы II - Том 2 - Глава 2 - Геология), и показан на Рисунке 12.3.

Маленькие родники присутствуют в основании склона, с расходом от 0.2 до 1.0 литров в секунду.



**Рисунок 0.3: Склон правого берега реки Вахш, чуть ниже строительной площадки плотины, в «зоне нарушений»; белая стрелка показывает шапку уступа очевидно активного оползня**

Объем коллювиальной породы, который подвержен к обвалу в реку, в случае схождения всей массы показан на Рис. 12.3, шапка уступа которой отчетливо видна на топографии, оценивается до 500,000 м<sup>3</sup>, в зависимости от геометрии протяженности поверхности срыва вверху от места схождения. В случае сползания всей данной массы, общий объем породы подобной величины может дальше обвалиться в реку, путем цепной реакции.

Так как 500,000 м<sup>3</sup> являются достаточными для перекрытия реки на некоторое время и приведут к последующему повышению низового уровня реки, следуют опасаться последствий схожих с грязевым селом Обишур в 1993 году.

Что касается выполнения подземных работ или поверхностных сооружений на данном склоне, и в особенности поверхностного водосбросного сооружения, очевидно, что над действительной поверхностью склона будет находиться истощенная и выветрившаяся

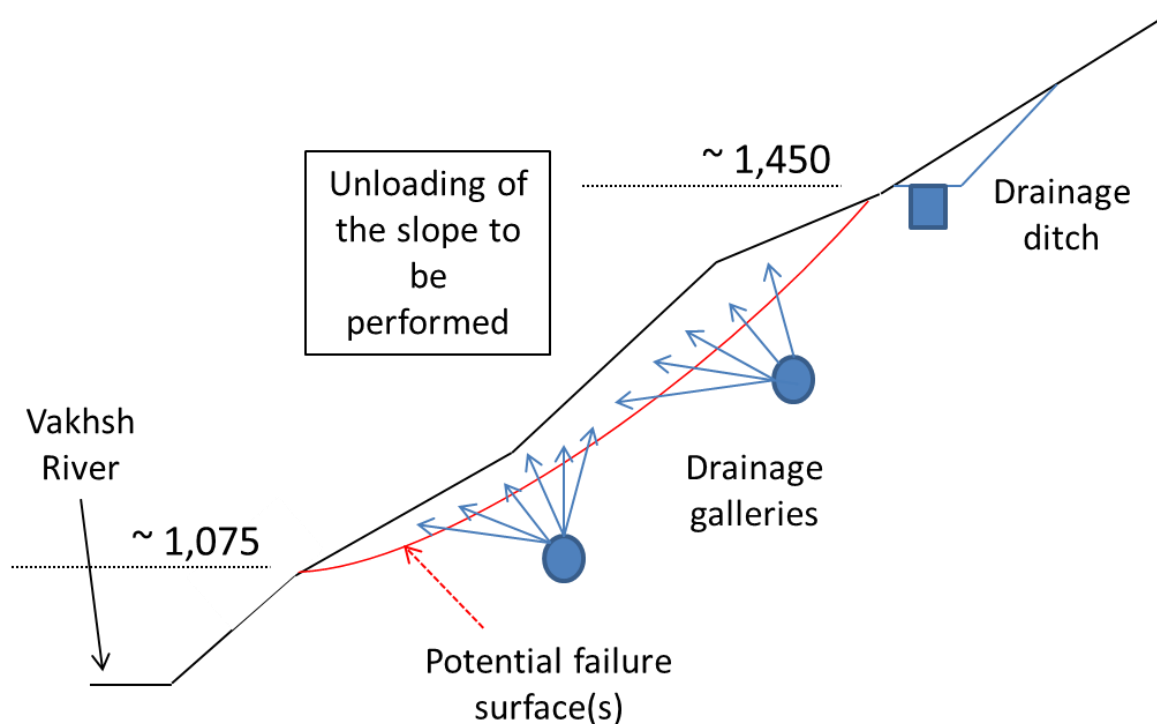
земля толщиной минимум 15м, но которая может достигать и 40 м, как указанные значения в Таблице 6.6. Это было принято во внимание в проекте предлагаемого поверхностного водосбросного сооружения (см. том 3, главу3, «Альтернативы Проекта»).

### 12.2.3 Предлагаемые работы по предупреждению последствий

Карстовые особенности, засвидетельствованные исследованиями в 2012 году, присутствие гипса даже на более высоких уровнях, и факт того, что фактическая внутренняя структура «зоны нарушений» не могла быть исследована, могут позволить думать, что затопление водохранилища может подпитывать уровень грунтовых вод в выветренной зоне и спровоцировать оползни (как также разъяснено в отчете Фазы II - Том 2 - Глава 2 - Геология, § 7.3).

Для того, чтобы обезопасить потенциально неустойчивую коллювиальную массу, приведенную на рисунке 12.3, обвал которой не может быть исключен в случае крупного землетрясения даже в реальных условиях, дополнительно предлагается выполнить ре-профилирование склона, то есть разрядить максимальное количество сползающей породы. Так как вода является самым важным провоцирующим фактором, предлагается пройти два уровня дренажных галерей ниже предполагаемой поверхности схождения оползня, в то время как дренажная траншея должна быть пройдена над шапкой уступа для ограничения поверхностного просачивания в данной области. Пояснительный схематический чертеж этих предлагаемых мер по предупреждению последствий показан на Рисунке 12.4.

Данный проект должен быть адаптирован к реальным условиям, после того как будут выполнены дополнительные исследования, особенно касающиеся потенциального схождения поверхности. Для этой цели рекомендуется установить на данном оползне скважинные инклинометры со скользящим похитителем. Для этого необходимы долговечные оборудования высокого качества.



**Рисунок 0.4: Пояснительный схематический чертеж мер по предупреждению последствий для обработки потенциального оползня переднего склона «зоны нарушений»**

## 12.3 Защита от селей Обишура

### 12.3.1 Особенности селей Обишура

Сели регулярно происходящие на реке Обишур, левобережного притока реки Вахш, сразу ниже по течению от площадки плотины, уже давно были установлены ИГП как представляющие опасность Проекту, и по этому предмету были выполнены обширные и всесторонние исследования.

Чрезвычайно активная эрозия в области питания водоносного горизонта Обишур, которая включает крутые склоны и подверженные оползням территории, создает накопление наносов в русле реки. Быстро заполняемые насыщенные отложения или схождения небольших оползней легко превращаются в огромные селевые потоки идущих на высокой скорости. Приблизительный объем наносов, которыми потенциально может смыть селями в долину Обишур, оценивается более чем в 60,000,000 м<sup>3</sup>.

Согласно ссылке [26] ЛЕХОВ А.В., Имитационное моделирование растворения соляного слоя во время строительства Рогунской ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Москва, 2009

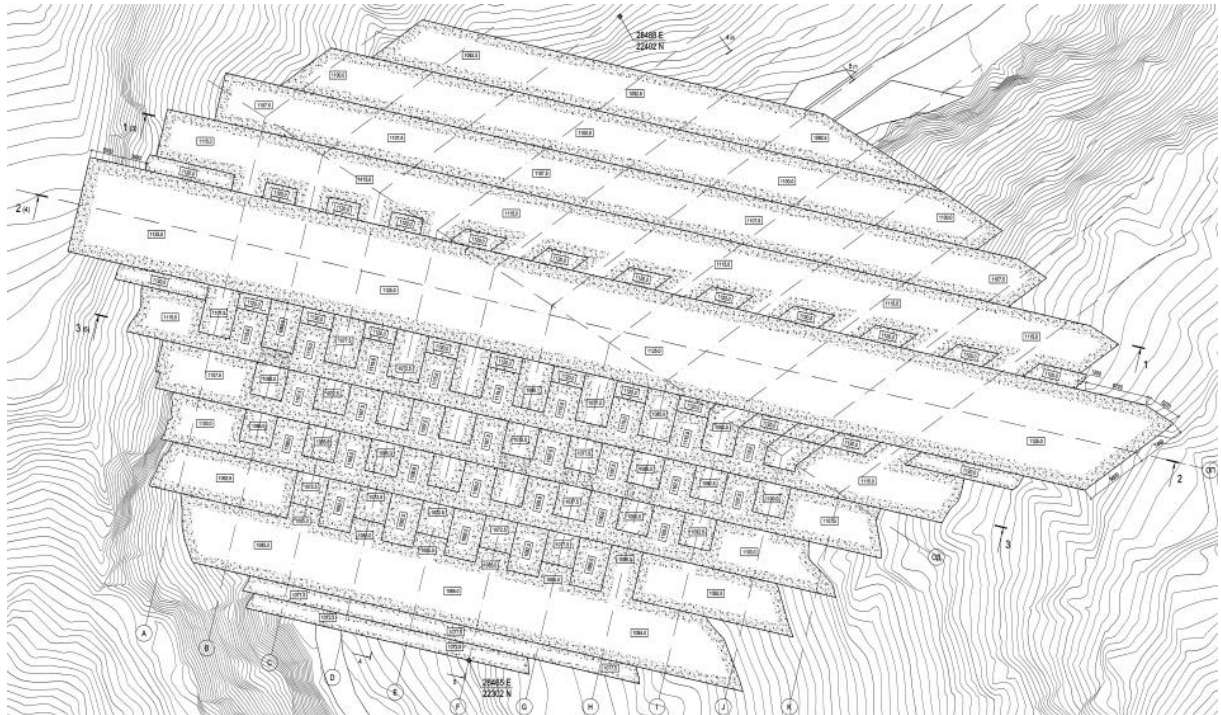
], § 4, сели в долине Обишур случаются практически ежегодно, а иногда и по несколько раз в год. Кроме селя в 1993 году, который перекрыл реку и вызвал затопление подземных работ, также сообщается, что сели перекрывали реку в 1969 и 1971, поднимая уровень воды в реке Вахш до 10-14 м (см. также ссылку [23] Гидропроект, 1861-1-Книга 1, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения первой очереди станции, Москва, 2009, №.1861-1-Книга1

], § 2.3.2.4). В соответствии с первой ссылкой, объем породы принесенной одним селем был максимальным в 1983 и 1992 году, когда оцениваемый объем наносов был соответственно 3,100,000 и 1,185,000 м<sup>3</sup>.

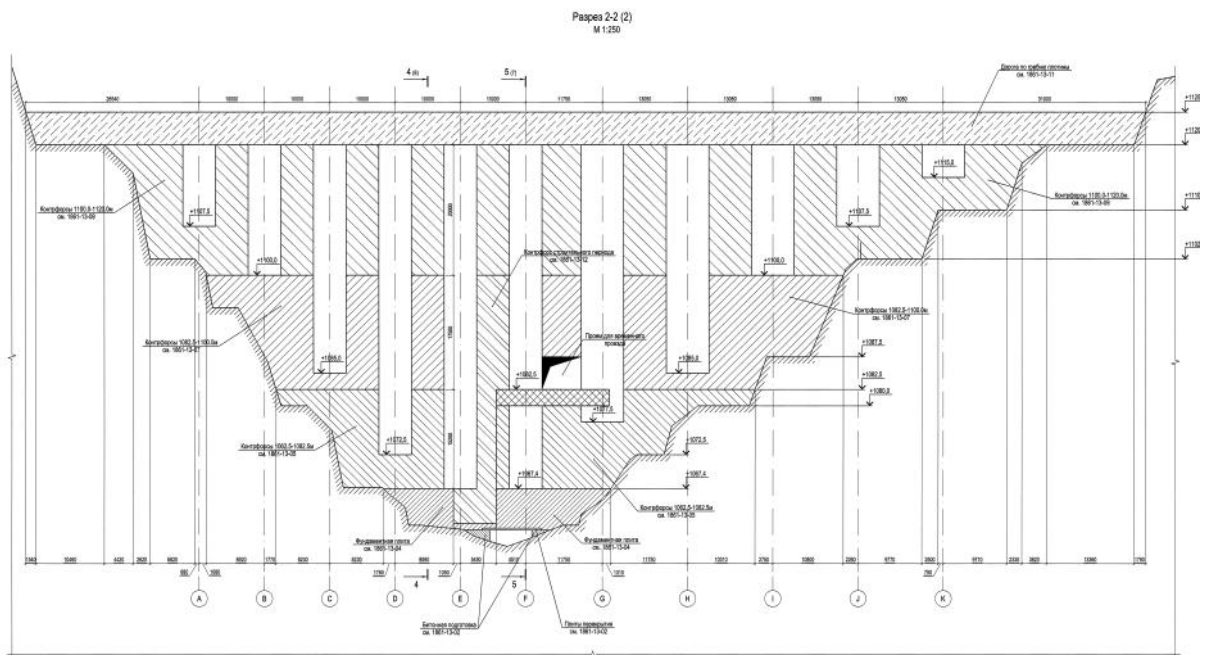
### 12.3.2 Предупреждение селевой опасности в Обишур

Для избегания перекрытия реки наносной породой от селей, проект ИГП от 2010 года предусмотрел строительство плотины высотой 70 м на реке Обишур для удержания наносов. Данная плотина запланирована повышаться после заполнения.

Рисунок 12.5 и Рисунок 12.6 представляют соответственно схему проекта и вертикальное поперечное сечение вдоль оси плотины удержания Обишур на отметке гребня 1125. Бетонная плотина спроектирована с проемами шириной в 5 м, чтобы позволять воде и мелким блокам проходить дальше, удерживая крупнозернистую породу вроде булыжников (чертежи могут немного отличаться).



**Рисунок 0.5: Схема проекта плотины удержания сели Обишур на отметке гребня 1125 (чертеж ИГП 1900-13-1, лист 2, 2012)**



**Рисунок 0.6: Вертикальное поперечное сечение вдоль оси плотины удержания Обишур на отметке гребня 1125 (чертеж ИГП 1900-13-1, лист 4, 2012)**

В августе 2012, напорная грань плотины, по-видимому, была засыпана в большей части готового участка (см. Рис. 12.7).

Это демонстрирует реальность проблемы. Для минимизации объема породы удерживаемого плотиной, сооружения должны позволять свободное прохождение воды с мелкозернистой породой, которую несет селя. Только блоки и булыжники крупных размеров должны удерживаться, эффектом внутреннего дренажа.

Тем не менее, и если не будет выполняться своевременное извлечение наносов из плотины, в случае последующих селей, через некоторое время, также может произойти закупоривание пустых пространств и потеря эффективности работы, затрудняя дренаж через сооружение. Тогда, вся порода нанесенная селями останется за сооружением.

По виду рисунка 12.7 кажется, что именно такова настоящая ситуация, с наносами от недавно случившихся селей находящимися позади плотины как в водохранилище, включая гравий. Кажется что довольно быстро, отверстия плотины 5м ширины были заблокированы, так что дренажный эффект для селевых потоков исчез. Форма отверстий, большинство которых угловатая, также вероятно не способствовала прохождению мелкой породы с водой.



**Рисунок 0.7: Плотина удержания сели Обишур в августе 2012; селевые потоки уже почти засыпали реку позади оконченной части плотины**

Адекватного проектирования подобных сооружений трудно достичь, и в большинстве случаев, эффективность удерживающих наносы сооружений тесно зависит от определенных условий площадки и свойств потока (которые могут различаться даже в двух последовательных событиях).

В случае Обишур, и учитывая фактическую ситуацию, количество породы нанесенной рекой исключительно велико. Рекомендуется провести дополнительные исследования на основе расследования эффективности настоящей плотины во время самых ближайших случаях прохождения селея. Потребуется надстройки плотины или строительство новой плотины вверх по течению, чтобы избежать переливания настоящей плотины после будущих селей.

Можно предположить, что надстройка плотины удержания, позволяя засыпать долину, создаст плоскую поверхность, где будут тормозить сели. Но при дождливой погоде, если поверхность будет насыщена уже имеющимися наносами, они могут быть приведены в движение дальнейшими потоками.

Более того, и особенно если селевые потоки создаются схождением оползней, временно перекрывая реку Обигарм вверх по течению, даже ре-профилирование устья реки несколькими плотинами мало поможет.

Предложения, которые можно сделать для борьбы с этой проблемой, следующие:

- Моделирование динамики селевых потоков, основанное на опыте настоящей плотины; это должно особенно помочь в оценке реального эффекта замедления, который постепенное засыпание долины может иметь на будущие селевые потоки,
- Гидравлическое моделирование для тестирования сооружений нового типа, чтобы допустить долговременный дренажный эффект при столкновении сооружения с селевыми потоками,
- Установка соответствующих устройств мониторинга, чтобы как можно раньше определить образование или схождение селей,
- Предусмотреть как Рогунскую плотину и ее вырабатывающие электроэнергию сооружения можно адаптировать, чтобы справляться с временной надстройкой низового уровня, путем постройки защитных сооружений совместно с соответствующими инструкциями по эксплуатации.

Действительно предпочтительнее временно остановить вырабатывание электроэнергии, закрыв все затворы и подходы, чем рисковать затоплением энерговырабатывающих сооружений. Таким образом, мы думаем, что необходимо дальнейшее исследование двух последних вариантов, учитывая высокую частоту схождения селей.

## 13 ДРУГИЕ ПРОБЛЕМЫ

### 13.1 Потенциальные оползни или сели в зоне водохранилища

Риски селей представлены в отчете Фазы II – Том 2 – Глава 2 - Гелогия, § 7.4, и перечень русел (саи) предрасположенных к селям вокруг створа плотины представлен в ссылке [23] Гидропроект, 1861-1-Книга 1, Рогунская ГЭС на реке Вахш в Республике Таджикистан, Проект завершения первой очереди станции, Москва, 2009, №.1861-1-Книга1

Сели из этих русел (саев), представляет риск во время строительства. Следует также проверить, что сели из сели из родника Пассимурахо не представляют опасность для плотины на различных этапах.

Кроме риска обвалов вдоль трещин и разломов семейства S4 (такой как разлом №70), было замечено определенное количество потенциальных оползней большого объема в зоне водохранилища.

Устойчивость каждого из этих потенциальных оползней, чье движение может быть спровоцировано заполнением, вариации уровня водохранилища или колебания должны оцениваться в каждом отдельном случае. Это делается для того, что предотвратить тот факт, что сход оползня в водохранилище может вызвать волну, которая может перелиться через плотину, на ее различных стадиях строительства.

Потенциальный триггер-эффект от оползней и селей, также может быть результатом выщелачивания каменной соли, когда водохранилище будет заполнено, а затем приведет к колебаниям (флуктуации) уровня водохранилища. Как сообщается, каменная соль присутствует в основных региональных разломах, таких как Гиссаро-Кокшальский разлом, проходящий вдоль подножия откосов левого берега. Также сообщается о соляных диапирах, как например один представленный в долине родника Пассимурахо, маленького правобережного притока реки Вахш, чуть выше створа плотины.

### 13.2 Протечка из водохранилища

Текущая интерпретация геологии правого берега не позволяет бояться существенной протечки из водохранилища в зону нарушений. Как уже подчеркивалось в отчете Фазы 0, наполнение Йонахшского разлома брекчией и Гаурдакскими аргиллитами только вниз по течению образуют водонепроницаемый барьер, таким образом, он разграничивает два водоносных горизонта в пределах правого берега створа плотины.

Выше по течению Йонахшского разлома, и в соответствии с исследованиями, проведенными в 2012 году, карстовые структуры в гипсе, кажется, ограничиваются на более высоких отметках, чем водохранилище. Учитывая гидрогеологические условия правого берега вверх по течению от Йонахшского разлома, при отметке грунтовых вод рядом с отметкой реки и наличием постоянного, понизывающего там родника подобно карстовому от синклинали Кирбич, подразумевается наличие подошвенного водоносного горизонта в этой синклинали. Это означает, что наполнение водохранилища является затоплением части правого берега, расположенного между фактическим уровнем грунтовых вод и в нижней части подошвенного водоносного горизонта. Можно подумать, что возможное расширение в глубине гипсовых слоев, в

случае карстовости, открывает путь к протечке вниз по течению. Однако, учитывая водонепроницаемость Йонахшского разлома, единственным путем для протечки вниз по течению будет поток Арарак. Отметка Йонахшского разлома там (близко с уровнем водохранилища), и расстояние от протекания между створом плотины (более 4 км) делает это маловероятным.

Как показали результаты гидрогеологической модели, вниз по течению от Йонахшского разлома, и учитывая низкую гидравлическую проводимость горных формаций, не ожидается никакой существенной протечки. (см пункт 9.2.3.).

Другим потенциальным путем протечек является Гулизинданский разлом; который отделяет от Ильяко-Вахшского разлома вверх по течению левый берег водохранилища до достижения долины Оби-Шур, чуть ниже створа плотины

Согласно предыдущим исследованиям, скорости измеренных сейсмических волн были до 5000 м/с в разломе, который пересекается изыскательной штольной. Однако сообщается, что соль заполняет Гулизинданский разлом на нижних отметках, также как и в Йонахшском разломе. Поэтому возможны некоторые протечки сквозь потенциально более проницаемые места чуть выше оголовка соли, если вода из водохранилища достигнет их.

Рекомендуется пьезометрический мониторинг, в низовом конце Гулизинданского разлома, и рекомендуется разработка цементационной галереи для наблюдения и осуществления цементационных работ при необходимости .

### **13.3 Влияние потенциального выщелачивания соли внутри Йонахшского разлома**

Согласно отчету P002378, после проведения мер по снижению последствий, выщелачивание соли не сможет возникнуть на глубину более 25 м, с учетом текущей отметки верхушки соляного пласта Йонахшского разлома.

Было подтверждено что, в случае возникновения такого выщелачивания, оно не повлияет на водонепроницаемость ядра плотины (см.Приложение 1 того же отчета). Поэтому, если предложенное выщелачивание не превысит 25 м, оно не представляет никакой угрозы для плотины.

## **14 ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ, СВЯЗАННЫЕ С ИЗМЕНЕНИЯМИ, ПРЕДЛОЖЕННЫМИ КОНСУЛЬТАНТОМ ИТЭО**

### **14.1 Камеры затворов третьего строительного туннеля**

#### **14.1.1 Геометрия камер затворов**

Строительный туннель третьего уровня должен быть оснащен двумя камерами затворов. Первая будет расположена выше по течению от точки пересечения туннеля с Йонахшским разломом и называется ремонтной/аварийной камерой затворов, для осмотра участка Йонахшского разлома. Ее геометрия представлена на рисунке 14.1. Высота проходки камеры затворов составляет 21,4 м, а ширина варьируется от 21,4 до 30,7 м у затворов (4 шт) вдоль конструкции длиной 160 м. Камера рабочих затворов высотой 18,4 м расположена выше. Отметка нижней части составляет около 1032.



Вторая расположена ниже по течению от этой точки пересечения и называется секционной и аварийной камерой затворов. Ее геометрия и характеристики представлены на рис 14.2. Размеры этой камеры очень схожи с тем, что описано выше, за исключением того, что общая длина составляет 201 м. Отметка нижней части составляет около 1028.

### 14.1.2 Ремонтная / аварийная камера затворов

#### 14.1.2.1 Геологические условия

Камера затворов должна располагаться в геотехнической зоне IV (погодоустойчивой и неповрежденной породе) в породах верхней Альбы и Нижнего Сеноман (верхний предел свиты Лятобанд и некоторые тектонически нарушенные Мингбатман могут иметь место на верхних и нижних концах соответственно). Эти породы являются в основном прослойками аргиллита, алевролита и песчаников с частыми прослоями гипса и известняка в пределах Сеноман.

Альб, скорее всего, имеют место в нижней части камеры затворов, в то время как камера рабочих затворов будет располагаться в более сложной Сеноманской свите.

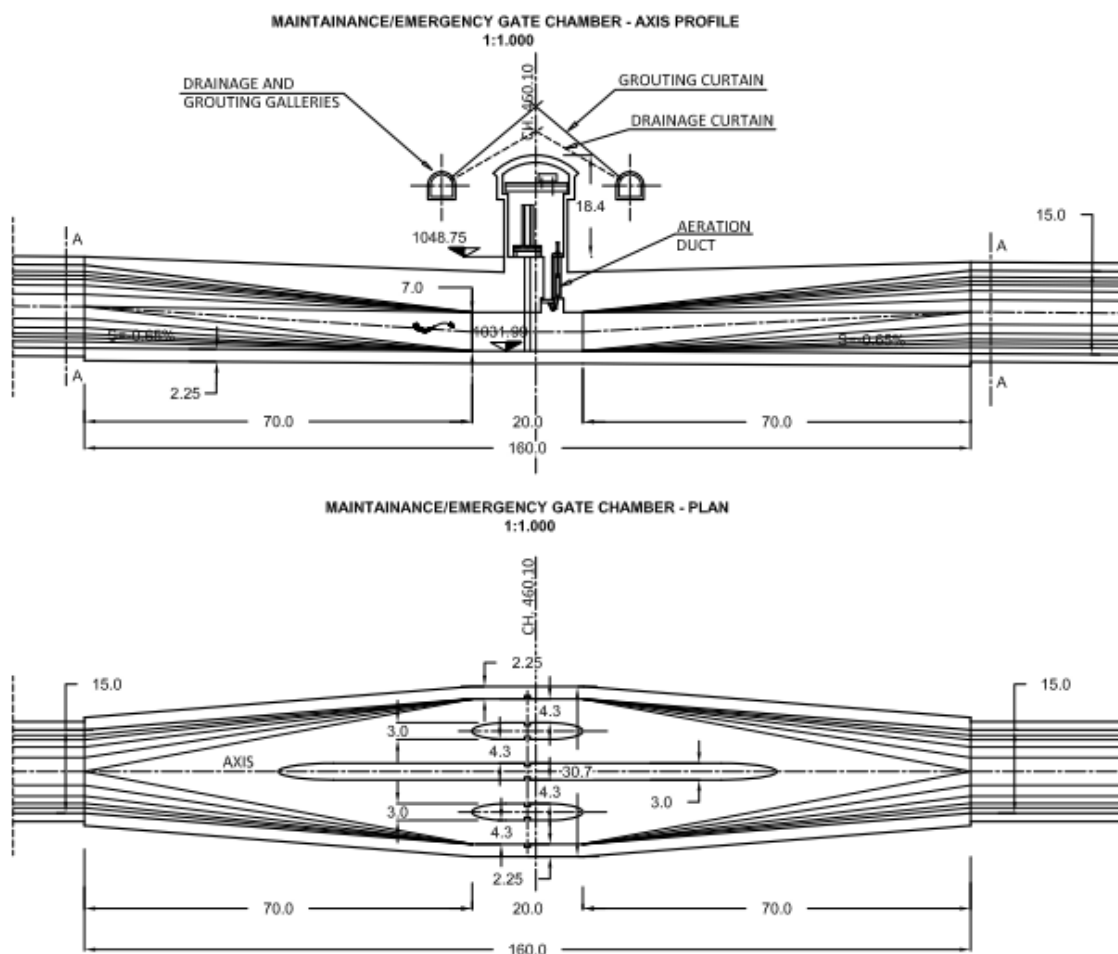


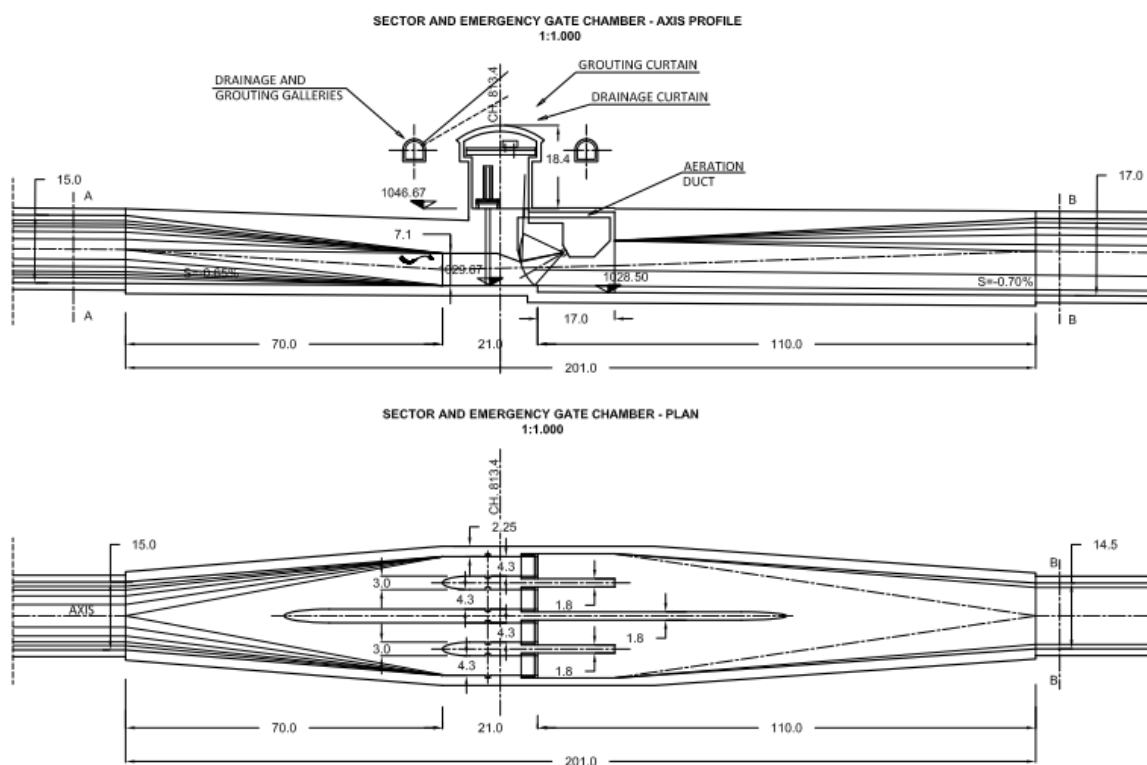
Рисунок 14.1: Профиль и поперечное сечение ремонтной / аварийной камеры затворов строительного туннеля третьего уровня

Геотехнические характеристики этих пород не показаны подробно в Первоначальном Проекте. Известняк Сеномана является твердым, в прочных слоях, но Альб в целом, можно предположить с геотехническими условиями, схожими с алевролитами, кроме того, что должно учитываться наличие слоев гипса.

#### 14.1.2.2 Разработка грунта и крепи

Разработка, вероятно, должна проводиться в разделенных участках, учитывая большую ширину камеры вокруг затворов, с помощью анкеров и армированного торкрет-бетона. Строительство бетонных конструкций для затворов поможет поддержать разработку на заключительном этапе.

В случае, если разработка грунта камеры рабочих затворов будет проведена после этого, из подходной галереи, могут быть использованы анкеры стекловолокна в своде.



**Рисунок 14.2: Профиль и поперечного сечения секторальной и аварийной камеры затворов строительного туннеля**

Следовательно, разработка и опора камеры затворов возможна, но последовательность строительства должна быть продумана и смоделирована для того, чтобы найти лучшую альтернативу. Разработку необходимо вести осторожно, регулярно проверяя результаты мониторинга и проверяя устойчивость полости.

В связи с наличием гипса, конечная бетонная обделка, вероятно, должна быть надлежащим образом армирована, с тем, чтобы распределить трещины и ограничить максимально протечки в земле.

### **14.1.3 Секционная и аварийная камера затворов**

#### **14.1.3.1 Геологические условия**

*Секционная и аварийная камера затворов должна быть в пределах геотехнической зоны IV (погодостойчивой и неповрежденной породе). Это будет, скорее всего, пересечением, от верховья к низовью, Гаурдакских аргиллитов, Нижнего и Верхнего Явана и, наконец, песчаников Кызылташ.*

*Разломы семейства S4, того же положения, что и Разлом 35, должны быть обнаружены устойчивыми и с несколькими сантиметрами заполнения глиной.*

#### **14.1.3.2 Разработка грунта и крепи**

*Разработка, вероятно, должна быть сделана в разделенных участках, по крайней мере, для самых больших полостей внутри Гаурдал и Нижним Яваном, при поддержке анкеров и армированного торкрета. Строительство бетонных конструкций для затворов поможет в креплении разработки на заключительном этапе.*

*Как для камеры ремонтных/аварийных затворов (см пункт 14.1.2.2), разработка и крепи камеры затворов оценивается осуществимой, но последовательность строительства должна быть продумана и смоделирована так, чтобы найти лучшую альтернативу. Разработка должны проводиться осторожно, регулярно проверяя результаты мониторинга и проверяя устойчивость полости. Локальное армирование крепи может быть необходимо при пересечении разломов подобного положения, что и Разлом 35.*

## **14,2 Камеры затворов предложенных водосбросных сооружений среднего уровня**

### **14.2.1 Камеры затворов водосбросного сооружения среднего уровня 1**

#### **14.2.1.1 Камера ремонтных затворов**

*Размеры и характеристики данной камеры затворов представлены на рисунке 14.3. Ширина составляет 19,5 м, и единственной значительной дополнительной разработкой в отношении текущего участка туннеля является камера рабючих затворов, расположенная выше (высота 21,3 м).*

*Камера находится на отметке 1082, в песчаниках свиты Кызылташ, и его разработка и крепь не должна представлять больше проблем, чем для основного туннеля.*

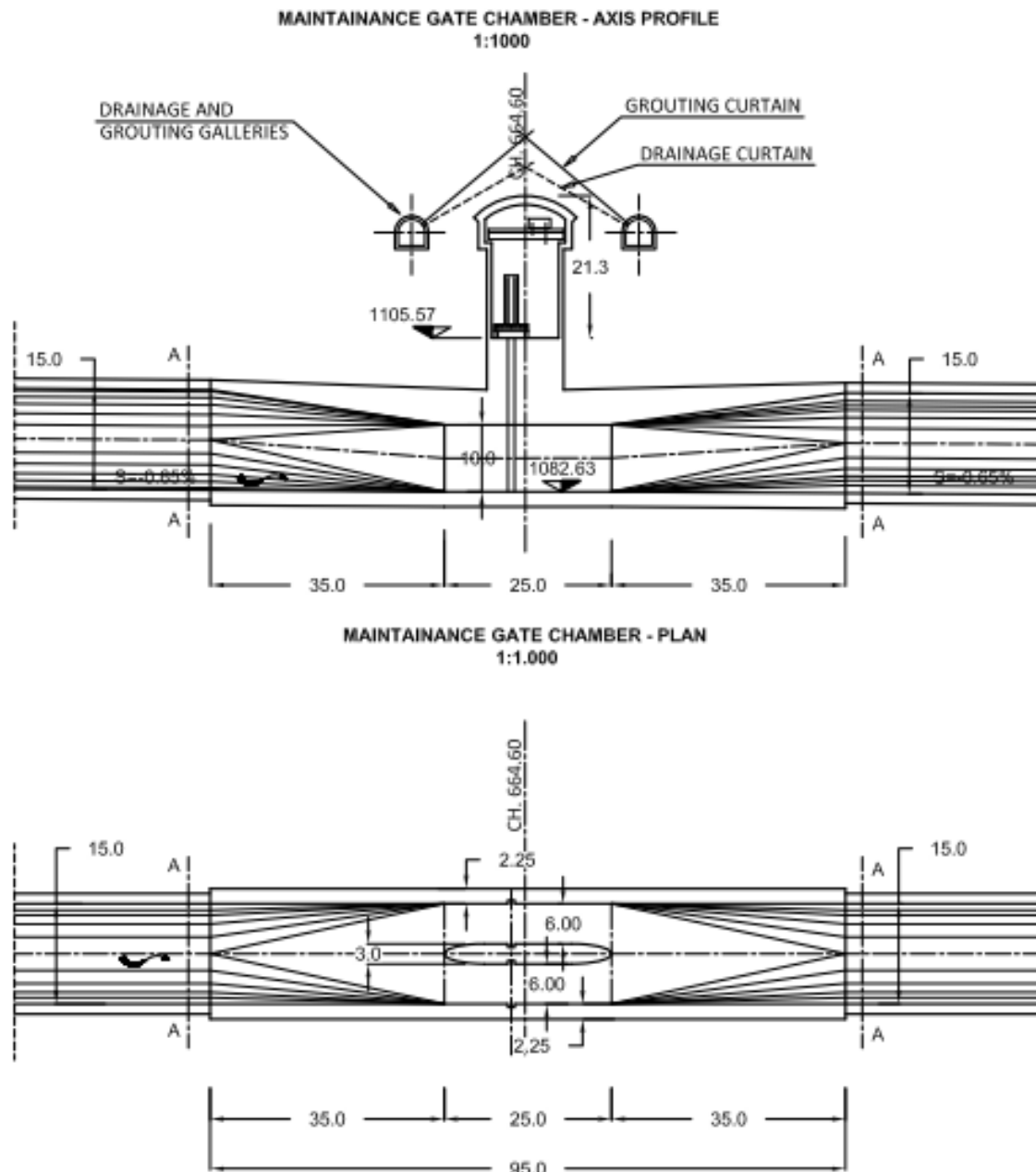


Рисунок 14.3: Размеры и характеристики камеры ремонтных затворов водосбросного сооружения среднего уровня 1

#### 14.2.1.3 Камера секционных и аварийных затворов

Камеры секционных и аварийных затворов водосбросного сооружения среднего уровня 1 имеет размеры и характеристики, аналогичные камере секционных и аварийных затворов строительного туннеля третьего уровня (рисунок 14.2), за исключением того, что общая длина уменьшается до 118 м. Отметка нижней части составляет около 1080.

Вероятно, она должна быть разработана, от верховья к низовью, в жестком песчанике Верхнего Обигарма, Формации Каракуз и вероятно формации Мингбатман на нижнем конце и в месте расположения вихря.

Не ожидалось бы никаких серьезных проблем для разработки этой камеры, но она на самом деле находится в непосредственной близости или в пределах с "нарушенной зоны". Галерея 1034 показала, что, даже если бы не было разрыва в изгибе, он резко загибается в этом месте, и срезает некоторые разломы с зонами раздробленной породы, субвертикальная, и направляясь более или менее параллельно до предела этой "нарушенной зоны".

Поэтому разработку этой камеры затворов предусматривается с осторожностью, так как можно столкнуться с раздробленной породой.

С этим недостатком, однако, можно справиться, если исследования, моделирование, а затем разработку и мониторинг проводить, следуя передовым правилам.

## **14.2.2 Камеры затворов водосбросного сооружения среднего уровня 2**

### **14.2.2.1 Камера ремонтных затворов**

Размеры и характеристики этой камеры ремонтных затворов очень похожи на те, которые указаны для камеры ремонтных затворов водосбросного сооружения среднего уровня 1, представленне на рисунке 14.3.

Камера находится на высоте 1137, в песчаниках формации Кызылташ, для части вверх по течению, и алевролитах Нижнего Обигарма вниз по течению.

Разработка должна проводиться с осторожностью, после детального исследования, моделирования, и при мониторинге, в разделенных участках, вследствие наличия алевролитов и неблагоприятного положения трещин напластования.

### **14.2.2.2 Секционная и аварийная камера затворов**

Секционная и аварийная камера затворов водосбросного сооружения среднего уровня 2 имеет размеры и характеристики, аналогичные секционной и аварийной камере строительного туннеля третьего уровня (рисунок 14.2), за исключением того, что общая длина уменьшается до 180 м. Отметка нижней части составляет приблизительно 1134.

Она, вероятно, будет разработана в основном в твердом песчанике Верхнего Обигарма. В части вверх по течению можно столкнуться с алевролитами Нижнего Обигарма и зонами раздробленной породы, связанными с границей "нарушенной зоны". Порода может быть немного более нарушенной, из-за близости к предполагаемой нижней границы геотехнической зоны III.

При условии, надлежащего проведения разработки и мониторинга, такая ситуация, однако, является контролируемой.

## **14.3 Условия горной породы и проектирование разработок поверхностного водосброса**

### **14.3.1 Описание и расположение поверхностного водосброса**

Для того, чтобы иметь возможность иметь постоянный и визуальный контроль водосбросных сооружений, было разработано три параллельных поверхностных водосброса, которые должны быть расположены на правом берегу, ниже по течению от Ионахшского разлома и кроме разлома 35, с тем чтобы избежать насколько это возможно, воздействия при ползучести тектонических деформаций.

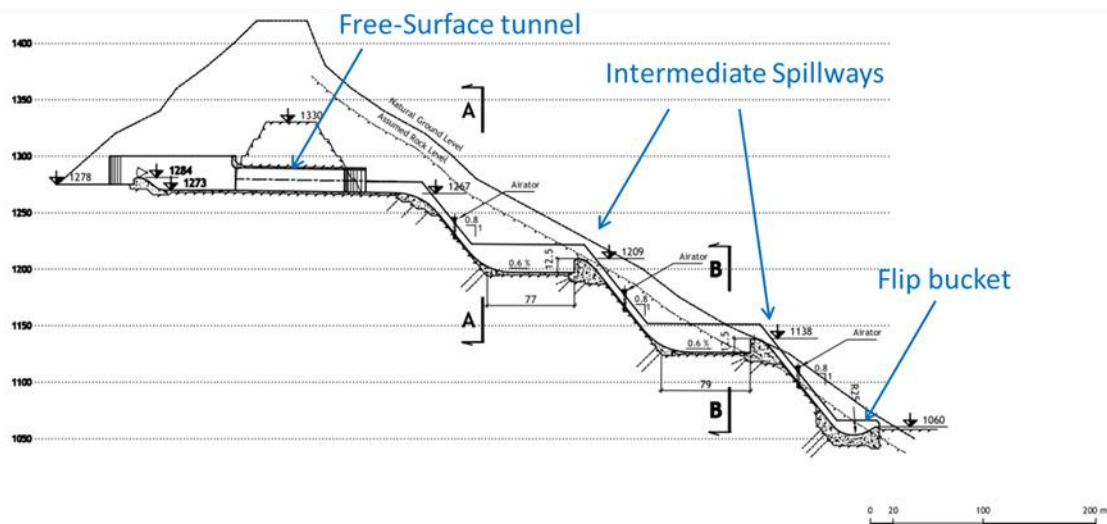


Рисунок 14.4: Поперечное сечение вдоль одного из поверхностных водосбросов

На рисунке 14.4 представлено типичное поперечное сечение по одному из трех каналов сооружений поверхностных водосбросов. Учитывая исключительную высоту плотины, необходимо рассеивать энергию сбрасываемой воды до достижения реки Вахш, в результате чего на склоне были спроектированы два промежуточных водобойных колодца.

Кроме того, можно видеть, что все три канала, образующие поверхностный водосброс, пересекают скальные шпory на правой стороне в туннелях, которые предназначены быть безнапорными туннелями. Расположение в рамках топографии правого берега сооружения поверхностного водосброса можно лучше оценить в виде сверху, приведенном на рис 14.5.

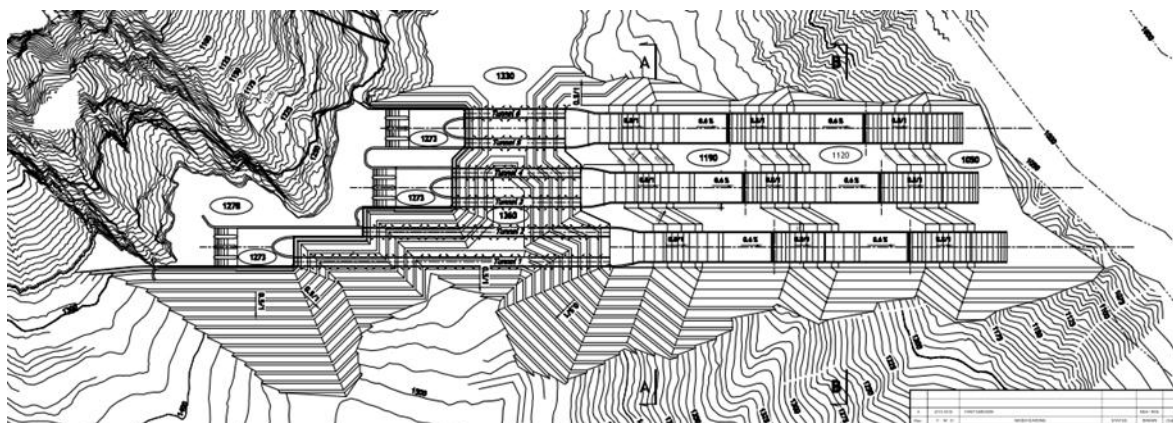


Рисунок 14.5: Вид сверху сооружения поверхностного водосброса и разработки

### **14.3.2 Геотехнические условия сооружения поверхностного водосброса**

Линия сооружения поверхностного водосброса, берущая начало с правой стороны конечного гребня плотины, опускается ниже шпоры породы правого берега и следует своим курсом в сторону правого берега вниз по течению.

В результате, и как видно из рис. 14,6, все три канала водосбросов должны пересечь восточную границу "нарушенной зоны" и частично быть заложены на ее склоне. Расположение было скорректировано, так как минимум коллювиальных отложений оставшихся на склоне, находятся под влиянием.

Общая геологическая структура, кроме каменистой осыпи поверхности, достаточно благоприятна, так как ось водосбросного сооружения составляет угол примерно 40 до 45 градусов с (по горизонтали) направлением напластования и серии трещин 3 (рис 10,2). Серии трещин 2 и 4 погружаются благоприятно. Это, однако, не означает, что неблагоприятные трещины не встречаются, в зависимости от точной геометрии выработок, требующих адаптации крепи.

Поэтому, основные трудности, которые предполагаются по строительству водосброса, как ожидается, будут в большей степени связаны с качеством горной породы и ее плотности образования трещин, а не от неблагоприятных серий трещин.

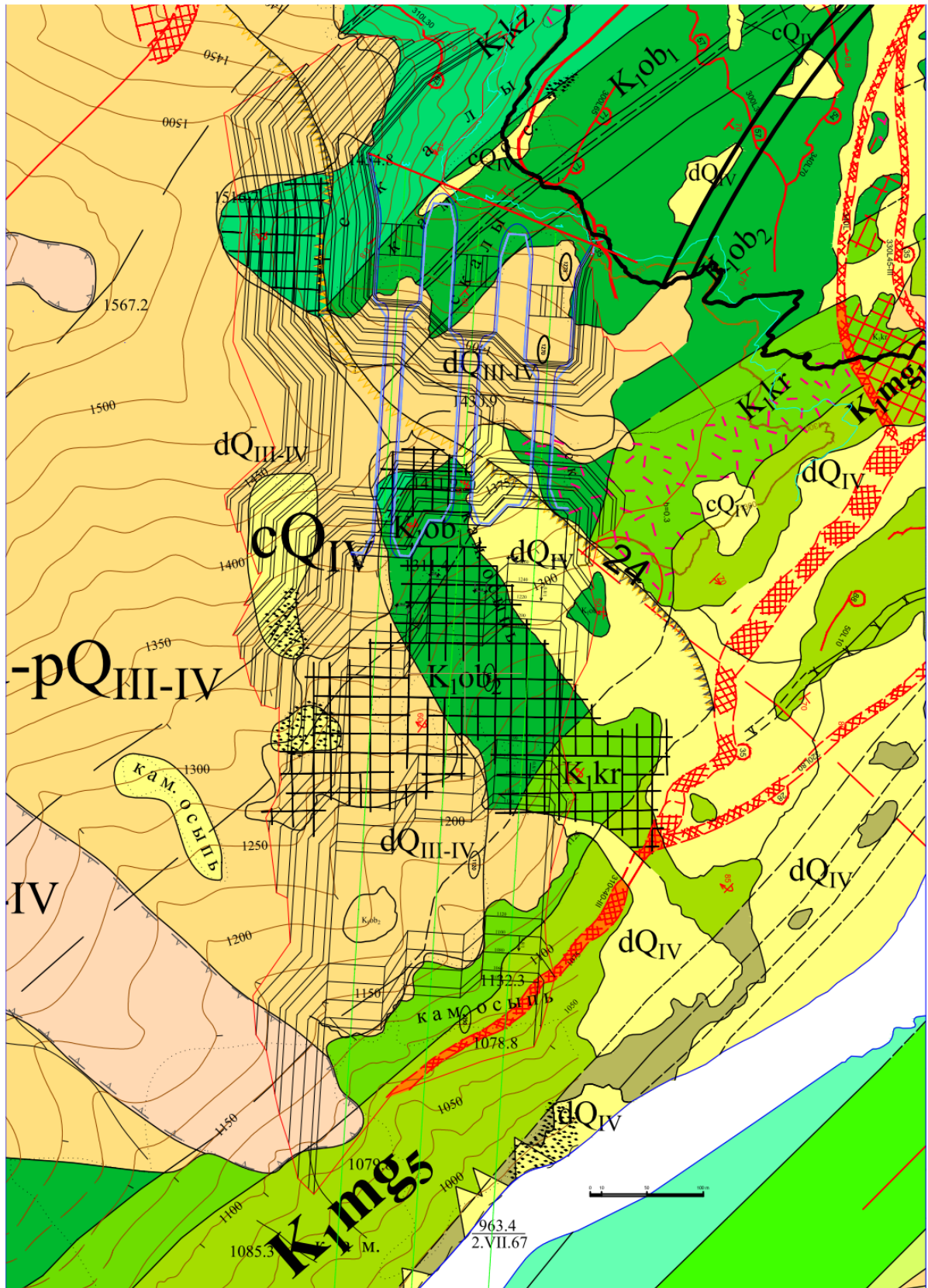


Рисунок 14.6: Вид сверху поверхностного водосбора в его геологической среде



В этом отношении, заслуживают внимания два аспекта:

- Качество породы и плотность образования трещин вдоль восточной границы нарушенной зоны, где напластование резко загибается в пределах короткого расстояния; наблюдение штольни 1034 показало наличие некоторых последующих зон образования трещин при приближении к этой границе,
- Наличие алевролита Нижнего Обигарма и слоя аргиллита, которые, как описано выше подвержены к выветриванию при нарушении и подвергается воздействию метеорологических средств.

Восточная граница "нарушенной зоны", где локально ожидается раздробленная порода в пределах разломов, проходит через разработки верхней части водосбросного сооружения, и пересекает три туннеля.

Слой Нижнего Обигарма, после гребня плотины, будет встречаться в большей части правой стороны разработок водосбросного сооружения, вследствие обратного напластования его залегания при входе в "нарушенную зону".

### **14.3.3 Критерии проектирования для реализации водосбросного сооружения**

#### *14.3.3.1 Разработки поверхности*

Учитывая вышеизложенное, критерии проектирования для определения крепи горной породы, необходимой для разработок поверхности, зависит от:

- Расположение в пределе "нарушенной зоны" или в пределе алевролитов Нижнего Обигарма,
- Наличие неблагоприятного падения пластов или разрывов.

Для того, чтобы ограничить количество разработок, были разработаны склоны 0,5 горизонтально до 1 вертикально, кроме склонов, необходимых для эффективности камер гашения, которые имеют 0,8 горизонтали до 1 по вертикал. Соответствующее распределение крутизны склонов показаны на рисунке 14.7.

Крепь, необходимая для устойчивости склона была выведена в целях обеспечения такой крутизны склонов, учитывая то, что разработки должны быть постоянными на протяжении срока службы станции, и что их высота достигает локально более 200 м.

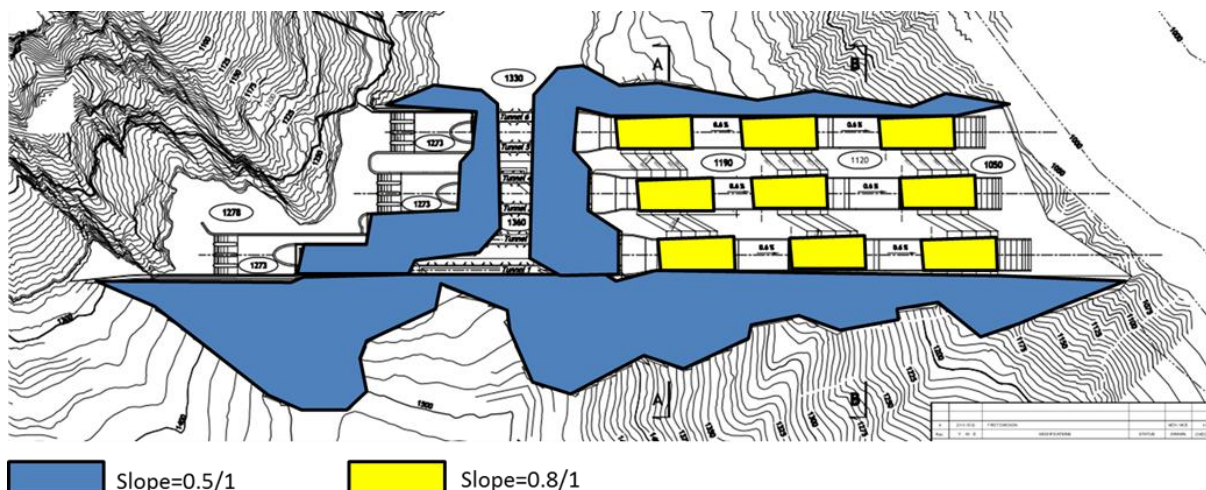


Рисунок 14.7: Определения склонов разработок поверхности сооружения поверхностного водосброса

Были определены два типа крепи, в зависимости от местоположения, как определялось ранее. Это было сделано для каждой из двух рассмотренных кутизн склона, соответствующее определение крепи представлено в таблице 14.1. Длина анкеров была предварительно принято как 12 м. Торкрет должен быть армирован металлической сеткой.

	Склон 0.8/1		Склон 0.5/1	
	Тип I	Тип II	Тип I	Тип II
<b>Диаметр анкерного крепления [мм]</b>	25	25	32	25
<b>Анкерная сетка</b>	2.5м*2.5м	2м*2м	2.5м*2.5м	2м*2м
<b>Толщина торкрета (м)</b>	0.20	0.15	0.1	0.20

Таблица 14.1: Определение крепи поверхностных разработок водосброса

Предполагаемое распределение двух видов крепи в разработке поверхности водосбросного сооружения показано на рисунке 14.8, с учетом двух критериев местоположения и неблагоприятного падения.

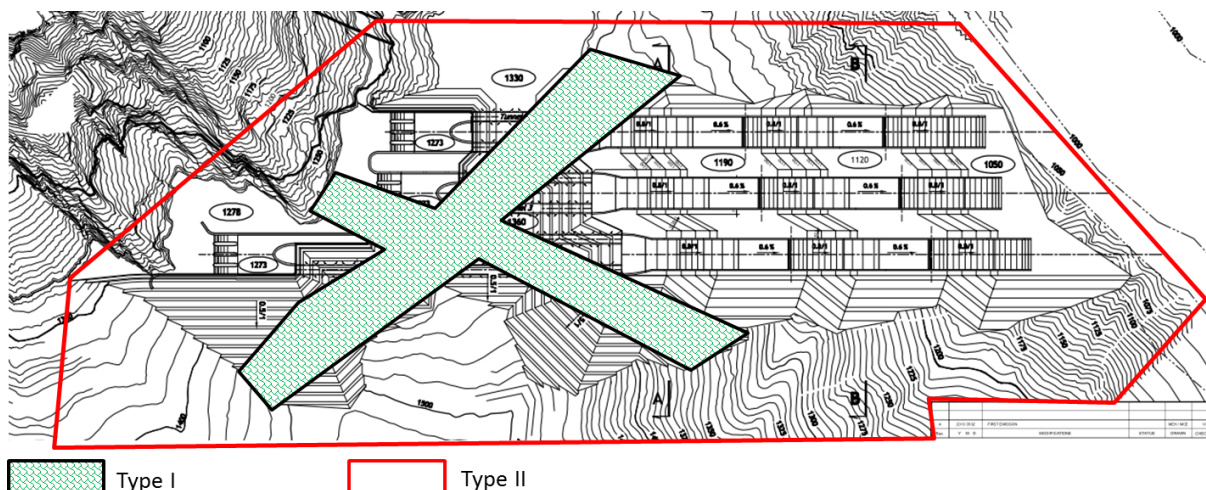


Рисунок 14.8: Распределение типов крепи в разработках поверхности

Склоны левого берега между каналами на рисунке 14.7 являются в действительности самыми крутыми, и была разработана специальная крепь для тех промежуточных склонов между водосбросными каналами. Она состоит из анкеров в 25 м длиной, диаметром 32 мм, сетки 1,5 м, и арматуры длиной 40 м (один на 4 анкера), с торкрет-бетоном толщиной около 200 мм, армированным металлической сеткой.

Дополнительная крепь, естественно, будет предоставлена для гарантирования устойчивости плит водосбросных каналов и камер гашения.

#### 14.3.3.2 Разработки туннеля

Учитывая то, что туннели будут разработаны в основном в пределах алевролитов Нижнего Обигарма, и под низкими вскрышными породами, в нарушенной зоне, крепь, вероятно, будет важна. Крепь со стальными ребрами и проволочной сеткой армированного торкрет-бетона предусматривается по почти половине общей длины. В участках с меньшим образованием трещин и лишь немногим нарушением, крепь будет снижена до анкеров и армированной проволочной сетки.

Конечная обделка из железобетона предусматривается по всей длине туннелей, с заполнительной цементацией и цементацией полости, что должно быть выполнено для качественного крепления с залегающей породой.

## 15. ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

Основные выводы и рекомендации, следующие за оценкой геотехнических условий створа плотины перечислены ниже. В общем, геотехнические условия створа плотины Рогун, хотя и представляют некоторые особо критические трудности, не должны ставить под угрозу осуществимость проекта, при условии, что надлежащие меры эффективно будут приняты, особенно в отношении ползучести разлома и устойчивости склонов, с выбором высококачественных, долговечных контрольных приборов, подходящих экстремальным погодным условиям участка. Основные вопросы упоминаются ниже.

## 15.1 Движения, связанные с ползучестью разломов и возможными ко-сейсмическими смещениями

Мониторинг, проводимый с 1968 и до 1992-1993 годов показал медленное движение вдоль Йонахшского разлома, Гулизинданского разлома и разлома №35. Тектоническая схема трещиноватости и пресноводность наблюдаемых трещин, по мнению консорциума, являются характерными для корректировочных движений, возникающих даже внутри блока ограниченного Йонахшским разломом и разломом №35. Доступных долгосрочных измерений между двумя разломами нет, текущая кинематика движения неизвестна (она может быть незначительной по сравнению с эксплуатационным сроком станции, но ее все равно нужно показывать). Должен быть применен специальный проект для подземных сооружений при любом их пересечении, где бы то ни было Йонахшского разлома, а также разлома №35 и основных разломов основных плоскостей (например разлом №70), вдоль которого сейсмические движения были оценены как возможные. Это на наш взгляд минимальные меры по снижению последствий, которые должны быть приняты для безопасной эксплуатации станции и в идеале, нужно сделать так, что можно было посетить все подземные сооружения, сразу после землетрясения, которое, как ожидается, вызовет общие сейсмические смещения.

Связанные с этими ползучими движениями, похожие медленные угловые разности были зафиксированы вдоль движущихся разломов, которые могут вызвать изменения наклона осей турбин; должны быть приняты соответствующие проектные меры по этому вопросу.

Существуют профилактические меры для гидравлических тоннелей, пересекающих ползучие разломы, и, хотя это необходимо изучить более подробно, если эти меры будут приняты, проблема может быть решена. Более того, решения, предложенные консорциумом в отношении расположения подземных сооружений и поверхностного водосброса, позволяют избежать, насколько это возможно, пересечение ползучих разломов.

## 15.2 Подробное исследование «зоны разуплотнения» по нижнему бьефу правого берега

Исследования проводились в 2012 году, по запросу консорциума, которые позволили отвергнуть возможность повторной активизации больших оползней в пределах «зоны разуплотнения» (общий объем материалов, включенных в ранее предполагаемые оползни был более 500 млн м<sup>3</sup>). Необходимо провести тщательный геодезический мониторинг в соответствии с графиком, особенно во время заполнения и в ходе эксплуатации, с тем чтобы проверить его поведение, и добавить дренажные средства, если это необходимо. Тем не менее, остались следующие проблемы, требующие решения.

На переднем склоне зоны нарушений есть нестабильные зоны коллювия, оползни до нескольких сотен тысяч м<sup>3</sup>, которые могут сползти в реки в виде временной плотины (даже в нынешних условиях, например, в случае крупного землетрясения). Чтобы

предотвратить появления такого события, рекомендуется максимально очистить склон от коллювиальных материалов и перепрофилировать склон. Считаются необходимыми соответствующие дренажные галереи, для стабилизации оставшихся материалов, но проект этих мер требует хорошего знания геологических и гидрогеологических условий на этой территории и особенно местоположения поверхностей возможных оползней. Поэтому рекомендуется установить инклинометры для их определения и характеризования движения этой массы.

Эта задача может быть выполнена без серьезной проблемы, так как она состоит из классического анализа устойчивости горных пород и проектирования соответствующих работ по смягчению последствий (разгрузка, дренаж и крепь). Это не влияет на осуществимость Проекта.

Рекомендуется внесение «зоны разуплотнения» в гидрогеологическую модель, для точного регулирования текущих материалов. Это также требует знания точного местоположения геологических формаций «зоны разуплотнения» ниже уровня водохранилища.

Также рекомендуется больше информации об уровнях природных грунтовых вод в данной зоне для этапа детального проектирования.

### 15.3 Устойчивость верховых откосов левого берега

Было определено сползание горных пород вдоль трещин группы 4 (похожего залегания как и разлом №35) и это рассматривается как возможная причина повреждений порталов строительных тоннелей. Так как эти породы будут расположены сразу после верхнего бьефа плотины, должны быть проведены отдельные геологические и геотехнические изыскания на этой территории, для проектирования мер усиления. В особенности следует исследовать местоположение разломов, толщину, геометрию и постоянство для определения этих мер. Учитывая важность этой проблемы, обязательно проводить мониторинг склонов.

Еще раз, это проблема устойчивости наклонного ствола в породе, для которой известны и должны быть реализованы исправительные меры, но которая не влияет на осуществимость проекта, если решить ее соответствующим образом.

### 15.4 Дополнительные геотехнические изыскания

Общие результаты геотехнических изысканий, выполненных для плотины Рогун, в общем хорошо оценены, поэтому рекомендуются лишь незначительные модификации, которые на данный момент уже известны (опыт по конвергенции машинного зала). Методы испытаний, которые были использованы для получения этих результатов, в общем удовлетворительны. Перекрестная проверка с методами других доказали соответствие результатов, чтобы сделать вывод об осуществимости Проекта.

Тем не менее, рекомендуется проведение компании геотехнических испытаний по материалам пород, включая лабораторные испытания и испытания на месте.

Первой причиной для этого, как было отмечено ИГП в 2009 году, является то, что практически все испытания были сделаны для первоначального проекта 1978 или некоторое время спустя, во время периода строительства, поэтому требуется

актуализация данных. Второй причиной является то, что консорциумом предлагается проект новых типов сооружений, таких как поверхностный водосброс, который в любом случае потребует проведения новых испытаний.

В особенности нужно лучше охарактеризовать текущий предел прочности при сдвиге для разных типов разрывов сплошности, который потребуется для проектирования стабилизации потенциальных оползней. Также, должны быть проведены изыскания по зонам вывалов строительных тоннелей для их безопасного проектирования (вывалы оставили пустоты до 25 м или даже больше, над сводом тоннеля, в месте пересечения разлома № 35 и ИГП отмечает возникшую нишу на левом берегу, прямо над этой локацией).

Хотя предоставленные результаты испытаний, проведенных согласно советским стандартам, а затем российскому ГОСТу были признаны довольно обоснованными, сегодня очень мало людей знакомы с этими стандартами, кроме стран бывшего Советского Союза. В виду международных тендерных торгов, крайне рекомендуется, чтобы эта дополнительная компания геотехнических испытаний была проведена согласно международным признанным стандартам, знакомым Подрядчикам, как например предлагаемые методы ISRM, ASTM, или другие.

Должны быть проведены специальные геотехнические изыскания по соляному пласту Ионахшского разлома, про который говорилось в отчете P002378-R38. Изыскания по строительным материалам рассматриваются в отдельном отчете.

### **15.5 Выемки для основания плотины**

Как подчеркивается в отчете, и учитывая очень активный геодинамический контекст створа плотины, абсолютно необходимо, до начала выемки для основания плотины, а затем строительства плотины, обеспечить по всей стройплощадке соответствующее удаление нестабильных блоков и/или усиления склонов. Учитывая условия створа плотины, эта серьезная задача, к решению которой мы рекомендуем приступить как можно скорее. Обеспечение безопасности на стройплощадке позволит предотвратить несчастные случаи и даст возможность беспрепятственному разворачиванию строительства плотины.

### **15.6 Обратная засыпка изыскательных штолен и транспортных тоннелей перед заполнением водохранилища**

Перед началом заполнения водохранилища, необходимо достичь полной очистки бывших изыскательных штолен, и особенно тех, что проходят через верхний бьеф к нижнему, и аккуратно заполнить их бетоном. Транспортные тоннели должны быть обработаны похожим образом к этому времени, могут потребоваться бетонные пробки с местной цементационной завесой в некоторых местах.

### **15.7 Меры для снижения последствий селей Оби-Шур**

Хотя плотина Оби-Шур напрямую не относится к схеме проекта, и доступно мало данных о текущих работах по противоселевой защите, в отчете, учитывая размер и частоту селей, мы предлагаем установить мониторинг в режиме реального времени, чтобы в случае возникновения большого селя, были приняты все меры предосторожности (закрытие подходов, затворов и т.д.), чтобы справиться с временным увеличением уровня нижнего бьефа, даже если эксплуатацию придется временно приостановить.

## **15.8 Измерения нагрузок на месте проведения работ**

Таким же образом, как геотехнические изыскания, и учитывая прогресс с 1980-х в рамках измерений нагрузки, измерение на месте поля нагрузки вокруг подземных выработок средствами гидравлического разрыва может быть выполнено, если будет сочтено необходимым для подземных сооружений.

## **15.9 Необходимость использования сульфатостойких строительных материалов**

Учитывая присутствие соляного пласта Йонахшского разлома, и присутствия гипса в различных пропорциях внутри основания плотины, все строительные материалы и основной цемент должны быть сульфат стойкими.