

На правах рукописи



**Радзинский Александр Владимирович**

**Надёжность грунтовых плотин с противофильтрационным элементом  
в виде «стены в грунте»**

Специальность: 05.23.07 «Гидротехническое строительство»

**АВТОРЕФЕРАТ**

диссертации на соискание учёной степени  
кандидата технических наук

Москва 2014

Работа выполнена в Федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего профессионального образования «Московский государственный строительный университет»

Научный руководитель

Заслуженный деятель науки РФ, доктор технических наук, профессор,  
**Рассказов Леонид Николаевич**

Официальные оппоненты

**Гольдин Александр Львович**, доктор технических наук, профессор, главный научный сотрудник отдела научно-технического обеспечения эксплуатации комплекса защитных сооружений ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

**Речицкий Виктор Владимирович**, кандидат технических наук, начальник отдела сейсмостойкости ОАО "Институт Гидропроект" - филиал «Центр службы геодинамических наблюдений в энергетической отрасли»

Ведущая организация

ОАО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений»

Защита состоится «27» ноября 2014 г. в 14 часов 00 мин на заседании диссертационного совета Д212.138.03, созданного на базе Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего профессионального образования «Московский государственный строительный университет», по адресу: 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26, открытая сеть, студия 9.

С диссертацией можно ознакомиться в научной библиотеке и на сайте [www.mgsu.ru](http://www.mgsu.ru) ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет»

Автореферат разослан «  » \_\_\_\_\_ 2014 г.

Учёный секретарь  
диссертационного совета



Бестужева Александра  
Станиславовна

## **ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ**

### **Актуальность.**

В настоящее время создаются приоритеты развития гидроэнергетики в Российской Федерации. Для строительства надёжных плотин и дамб (для борьбы с наводнениями), дешёвых и технологичных плотин необходимо внедрять новые технологии и механизмы.

Таким технологическим новшеством в плотиностроении стал метод «стена в грунте» и сопутствующие ему механизмы. Представленная кандидатская диссертация посвящена выбору состава глиноцементобетона для диафрагмы, выполненной способом «стена в грунте», анализу работы плотины с диафрагмой из глиноцементобетона (ГЦБ) и проверке работоспособности диафрагмы в натуральных условиях на созданном полигоне Гоцатлинской ГЭС.

### **Цель и задачи работы.**

Целью исследований являлась разработка научно-обоснованной конструкции плотины с противофильтрационным элементом (ПФЭ) в виде диафрагмы, выполненной из глиноцементобетона (ГЦБ).

Задачи исследований:

1. Экспериментальное определение прочности и деформируемости ГЦБ различного состава;
2. Определение оптимального состава ГЦБ для диафрагмы плотины;
3. Исследование работоспособности плотин с диафрагмой из ГЦБ с учётом очерёдности их возведения;
4. Определение максимальной высоты каждой очереди плотины;
5. Разработка практических рекомендаций по конструкции диафрагмы, выполненной из ГЦБ.

### **Научная новизна работы.**

Научная новизна работы заключается в определении свойств ГЦБ при различных составах (применяя различные приёмы и методы их определения, используя теорию планирования экспериментов), в номографировании результатов, в использовании методики предварительного всестороннего обжата образцов и т.д.

Для исследования напряжённо-деформированного состояния (НДС) плотины с диафрагмой из ГЦБ при учёте поэтапного возведения потребовалось несколько изменить в программе NDS-N методику расчёта. Задача в этой части была в выборе математической расчётной модели, материала и метода решения. Была выбрана энергетическая модель грунта, разработанная профессором доктором технических наук Л.Н. Рассказовым, и использована соответствующая ей программа, которая позволяет решать задачи нелинейного деформирования при поэтапном возведении плотины и подъёме уровня воды в водохранилище.

По результатам исследований была разработана и рекомендована для использования новая конструкция сопряжения диафрагмы с основанием и между очередями возведения, позволяющая существенно уменьшить напряжения в диафрагме за счёт «свободного» смещения верхнего и нижнего концов диафрагмы каждой очереди строительства.

### **Достоверность результатов проведённых исследований.**

Все экспериментальные исследования выполнены в соответствии с действующими ГОСТами. Некоторые исследования, к примеру, прочность при всестороннем обжатии, выполнялись на приборах трёхосного сжатия, а результаты прочности ( $\sigma_3=\sigma_2=0$ ) сопоставлялись с данными призматической прочности. Сопоставлялись результаты исследований с отдельными экспериментами, выполненными в России и зарубежом.

Расчётные исследования были выполнены с помощью программы, в которой реализована энергетическая модель грунта, используемая уже около 40 лет для решения самых разнообразных нелинейных задач. Результаты деформируемости и прочности сопоставлялись с натурными данными на плотинах: Нурекской, Чарвакской, Курейской и многих других плотинах.

### **Практическая значимость.**

Полученные результаты основных прочностных и деформативных свойств глиноцементобетона в виде уравнений и номограмм позволяют оценить возможные комбинации составов в зависимости от условий их приготовления и наличия компонентов по заданным условиям деформативности и прочности.

Полученная зависимость повышения прочности ГЦБ от всестороннего сжатия позволит точнее оценивать запас прочности диафрагмы.

**Личное участие.** Автором выполнен анализ использования глиноцементобетона в качестве противодиффузионного элемента, который позволил найти дальнейшие пути исследований. Используя теорию планирования экспериментов, выполнил серии экспериментов по определению прочностных и деформативных характеристик глиноцементобетона, используя различные методы их определения.

Предложил зависимость прогноза повышения прочности глиноцементобетона с учётом всестороннего обжатия.

Выполнил исследования напряжённо-деформированного состояния грунтовых плотин различной высоты с глиноцементобетонной диафрагмой.

### **Апробация работы.**

Результаты диссертационной работы частично были доложены на седьмой научно-технической конференции «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии», 2012 г в ОАО «РусГидро».

### **Публикации.**

По теме диссертации опубликовано 7 печатных работ в научных журналах, входящих в список ВАК для публикаций результатов исследований.

### **Структура и объём работы.**

Диссертация состоит из введения и четырёх глав, общих выводов и рекомендаций, библиографического списка. Работа изложена на 128 страницах текста, включая 46 рисунков, 21 таблицу и библиографического списка, состоящего из 74 наименований.

## СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

### Во введении

Описывается развитие гидроэнергетики в Российской Федерации, её потенциал. Включено краткое содержание диссертационной работы.

### В первой главе

Сделан краткий обзор существующего метода «стена в грунте». Проведён анализ опыта использования глиноцементобетона, который показал, что количество цемента в составе ГЦБ в среднем варьируется от 200 кг/м<sup>3</sup> до 100 кг/м<sup>3</sup>, бентонитовой глины от 40 до 100 кг/м<sup>3</sup>.

Анализ сделанного обзора позволил сформулировать основные направления исследований, что является темой диссертации.

### Во второй главе

Основной целью работы во второй главе явилось определение основных физико-механических свойств глиноцементобетона в зависимости от его состава и получение зависимостей, используя для их прогноза теорию планирования экспериментов.

В таблице 1 представлены уровни факторов и интервалы их варьирования: X<sub>1</sub>-содержание цемента, X<sub>2</sub>-содержание бентонитовой глины, X<sub>3</sub>-водоцементное отношение, X<sub>4</sub>-содержание фибры.

Таблица 1

**Уровни факторов и интервалы варьирования**

Факторы	Уровни факторов			Интервалы варьирования
	-1	0	+1	
X <sub>1</sub>	100	150	200	50
X <sub>2</sub>	40	70	100	30
X <sub>3</sub>	1,2	1,48	1,75	0,28
X <sub>4</sub>	0	0,5	1,0	0,5

Для того, чтобы сократить число экспериментов, был использован метод дробного факторного эксперимента. Свойства аналогичные полной реплике, т.е. она равна числу опытов и сохраняется ортогональность. Ортогональность матрицы позволяет найти все коэффициенты полинома (1) независимо друг от друга.

$$y = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + b_3X_3 + b_4X_4 + b_{12}X_1X_2 + b_{13}X_1X_3 + b_{23}X_2X_3 \quad (1)$$

В качестве функции отклика рассмотрена зависимость прочности на одноосное сжатие и статического модуля деформации от действующих факторов. Каждая строка – это вариант расчетного состава глиноцементобетона. Девятая строка – это дополнительный эксперимент для проверки адекватности получаемых полиномов.

По выбранной методике было подобрано 9 составов ГЦБ, которые характеризовались различным расходом цемента от 100 до 200 кг/м<sup>3</sup>, водоцементными отношениями 1,2-1,75, расходом бентонита от 40 до 100 кг/м<sup>3</sup> и полимерной фибры от 0 до 1,0 кг/м<sup>3</sup>. В девятом составе все факторы выбраны на

основном уровне ( $x_1=x_2=x_3=x_4=0$ ). В водоцементное отношение входит кроме цемента и бентонитовая глина, которая требует воду для набухания.

Испытания ГЦБ выполнялись в соответствии с нормативными документами. Для определения прочности на одноосное сжатие ГЦБ закладывали серии образцов размером  $10 \times 10 \times 10$  см. Образцы хранились в камере нормального твердения при температуре  $+20^\circ\text{C}$ .

Определение статического модуля деформации производили в соответствии с ГОСТом на образцах – балочках размером  $10 \times 10 \times 20$  см (рисунок 1). С этой целью приборы для измерения продольной деформации образцов устанавливались по четырем его граням.

Для крепления индикаторов часового типа с ценой деления  $0,001$  мм использовалось приспособление в виде стальных рамок, закреплённых на образцах с помощью четырёх упорных винтов (по два с противоположных сторон образца). После чего образец с закреплёнными приборами устанавливался на опорную плиту пресса ПСУ-15.

Определение модуля деформации производили методом нагружения, как показано на рисунке 1. При этом для получения зависимости  $\varepsilon = f(\sigma)$ , (где  $(\sigma)$  - напряжение сжатия,  $\varepsilon$  - относительная деформация) нагрузку увеличивали ступенями по  $0,1$  от  $R_{сж}$  (разрушающей нагрузки сжатия), определённой при испытании кубиков на одноосное сжатие. На каждой ступени нагружения определяли  $\varepsilon_i$  после условной стабилизации деформаций образца принятой в течение  $5$  минут.



Рисунок 1. Установка для определения статического модуля деформации, образец после разрушения

Модуль деформации ( $E$ ) определяли согласно зависимости:

$$E = \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\varepsilon_i} \quad (2)$$

где  $\Delta\sigma_i = \frac{\Delta P_i}{F}$  - приращение напряжения;  $\Delta P_i$  - соответствующее

приращение внешней нагрузки;  $F$  - площадь поперечного сечения образца;  $\Delta\varepsilon_i$  - приращение относительной деформации.

**Прочностные и деформативные характеристики глиноцементобетона в возрасте 28 суток**

№	X <sub>0</sub>	Матрица				X <sub>1</sub> X <sub>2</sub>	X <sub>1</sub> X <sub>3</sub>	X <sub>2</sub> X <sub>3</sub>	R <sub>сж</sub> , МПа	E, МПа
		X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>				среднее значение	среднее значение
1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	0,94	290,4	
2	+1	-1	+1	+1	-1	-1	+1	0,67	90,7	
3	+1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	0,99	463,7	
4	+1	-1	-1	+1	+1	-1	-1	1,17	1020,0	
5	+1	+1	+1	-1	+1	-1	-1	1,57	2494,0	
6	+1	-1	+1	-1	-1	+1	-1	1,82	1561,2	
7	+1	+1	-1	-1	-1	-1	+1	2,63	7345,4	
8	+1	-1	-1	-1	+1	+1	+1	1,57	5874,1	
9	+1	0	0	0	0	0	0	1,41	1398,7	

После вычисления коэффициентов получаем зависимость (3) и (4)

$$y_{R_{28}} = 14,19 + 1,13x_1 - 1,71x_2 - 4,78x_3 + 2,2x_4 - 1,08x_1x_2 - 0,92x_1x_3 + 0,33x_2x_3 \quad (3)$$

$$y_{E_{28}} = 23,9 + 25,6x_1 - 12,8x_2 - 19,3x_3 + 1,6x_4 + 0,27x_1x_2 - 3,45x_1x_3 + 10,07x_2x_3 \quad (4)$$

**Примечание:** 1. коэффициенты уравнения (3) в МПа; коэффициенты уравнения (4) масштабированы и даны в  $A \cdot 10^{-2}$  МПа (где А – действительный коэффициент уравнения); 2. в уравнении (3) на  $R_{28}$  наибольшее влияние оказывает 3-й фактор  $b_3 = -4,78$ , при  $b_0 = 14,19$ . Заметно влияние фибры ( $b_4 = +2,2$ ), даже роль бентонита меньше  $b_2 = -1,71$ ; 3. на деформируемость наибольшее влияние оказывает цемент – коэффициент  $b_1 = 25,6$  при  $b_0 = 23,9$ ; 4. как следовало ожидать заметно влияние и водоцементного отношения  $b_3 = -19,6$ , да и бентонит оказывает заметное влияние  $b_2 = -12,8$  и взаимодействие бентонита водоцементобentonитового отношения  $b_{23} = +10,07$ .

Для удобства пользования полиномами (3) и (4) они были номографированы. На рисунках 2 и 3 представлены эти номограммы влияния приближенных показателей прочности и модуля деформации от выбранного состава.

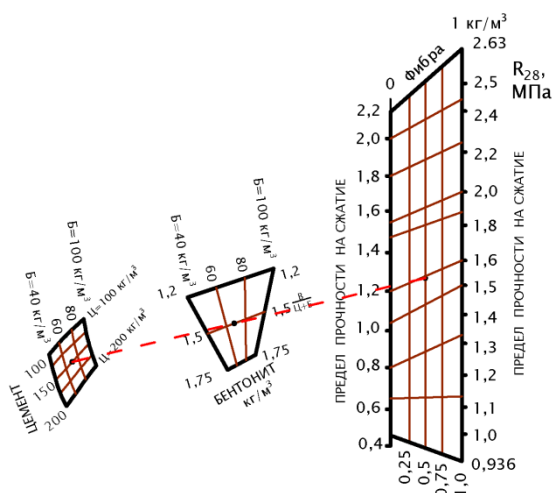


Рисунок 2. Номограмма для определения прочности в возрасте 28 суток

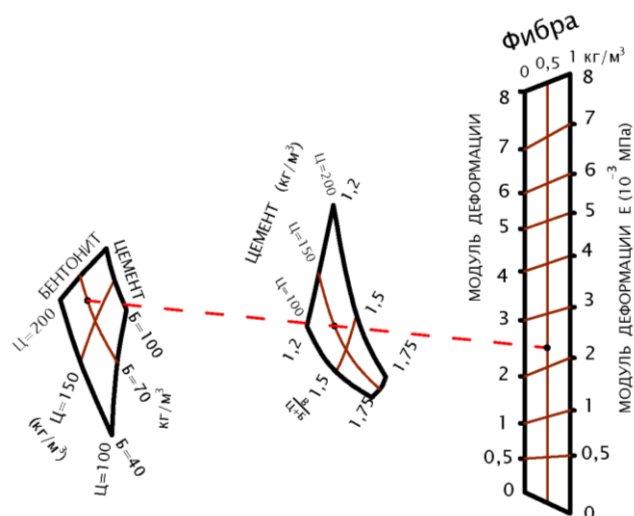


Рисунок 3. Номограмма для определения статического модуля деформации

Была выбрана интерполяционная номограмма из выравненных точек. Несмотря на внешнюю схожесть, они отличаются друг от друга бинарными полями. На рисунке 2 номограмма прочности в зависимости образцов от состава и первое бинарное поле: содержание цемента и бентонита. В этом уравнении цемент и бентонит почти одинаково влияют на свойства. Второе бинарное поле включает особую роль отношения В/(Ц+Б) и содержания бентонита.

Прочность ГЦБ на растяжение при изгибе

Для исследования ГЦБ на растяжение использовались эксперименты по изгибу балочек. Изготавливались образцы-призмы из ГЦБ размером 10x10x30 см.

Прочность материала при растяжении на изгибе определялась по формуле:

$$R_{изг} = \frac{M}{W}; \quad (5)$$

где M – изгибающий момент в расчётном сечении, W – момент сопротивления расчётного сечения.

Прочность на растяжение при раскалывании

Определение прочности образцов–призм на растяжение определяли методом «испытания на растяжение при раскалывании». На боковые грани образцов–призм наносили осевые линии, с помощью которых образец располагали горизонтально и центрировали относительно оси прессы. Размер образца был 10x10x15 см. Раскалывался образец посередине, т.е. ось раскалывания была на расстоянии 7,5 см от края.

Прочность образца на растяжение при раскалывании ( $R_p$ ) вычислялась по формуле:

$$R_p = \gamma \cdot \frac{F}{A}; \quad (6)$$

где F – разрушающая нагрузка;  $A=ab$  – площадь рабочего сечения образца; a, b – ширина и высота образца;  $\gamma$  - масштабный коэффициент.

Таблица 3

**Прочности ГЦБ на сжатие и растяжение**

	Номер состава								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$R_{сж}^{пр}$ , МПа	0,82	0,49	0,56	0,90	1,39	1,13	2,53	1,38	1,13
$R_{сж}^{ц}$ , МПа	0,53	0,51	0,86	1,12	1,78	1,16	3,16	-	1,35
$R_{изг}$ , МПа	0,31	0,17	0,77	0,53	0,81	0,65	1,5	0,86	0,61
$R_p$ , МПа	0,13	0,06	0,24	0,32	0,35	0,29	0,79	0,32	0,28

Соотношение прочности ГЦБ на сжатие к прочности на растяжение меняется в зависимости от его состава с 8,12 до 2,33. Можно рекомендовать использование в среднем величины 4÷5, т.к. соотношения ниже 3 можно не рассматривать из-за некоторой нестабильности составов. Прочность на растяжение при изгибе выше прочности при раскалывании. Прочность при изгибе, может использоваться при изгибе диафрагмы около основания, если там возникнет растяжение.



Прочность и деформативность глиноцементобетона в сложноподвижном состоянии

Отсутствие общепринятой теории прочности для глиноцементобетона осложняет проектирование, такая теория позволила бы прогнозировать изменение прочности и деформационных свойств материала диафрагмы в условиях сложного подвижного состояния. На основе этого было решено провести испытания в приборе трёхосного сжатия.

Влияние  $\sigma$  было определяющим для оценки прочности образца. Эксперименты проводились при  $\sigma_2=\sigma_3=0$  МПа,  $\sigma_2=\sigma_3=0,25$  МПа,  $\sigma_2=\sigma_3=0,5$  МПа и  $\sigma_2=\sigma_3=1,0$  МПа.

При испытаниях использовался кинематический режим нагружения-нагрузка прикладывалась с заданной постоянной скоростью 0,04 мм/мин. Такая низкая скорость была выбрана из-за довольно большого содержания бентонитовой глины. Испытания продолжались до момента разрушения или достижения вертикальных деформаций 30 мм, в зависимости от того, что наступит раньше.

Таблица 4

**Результаты определения параметров прочности и деформируемости в условиях трёхосного сжатия образцов ГЦБ в возрасте 28 суток**

Наименование	Прочность образцов при различных давлениях обжатия, МПа				$\varphi$ , град	С, МПа
	$\sigma_1-\sigma_3 / [\sigma_{сж}]$					
	0	0,25	0,5	1,0		
1	2	3	4	5	6	7
Состав 1	-0,53/-0,53	-1,26/-1,51	-2,09/-2,59	-3,35/-4,35	28	0,15
Состав 2	-0,51/-0,51	-1,66/-1,91	-2,02/-2,52	-2,95/-3,95	27-43	0,38-0,12
Состав 3	-0,86/-0,86	-2,21/-2,46	-2,72/-3,12	-4,33/-5,33	39-34	0,2-0,4
Состав 4	-1,12/-1,12	-2,98/-3,23	-4,0/-4,5	-5,7/-6,7	40	0,53
Состав 5	-1,78/-1,78	-2,6/-2,85	-3,58/-4,08	-5,38/-6,38	41	0,38
Состав 6	-1,64/-1,64	-3,43/-3,68	-4,51/-5,01	-	47	0,37
Состав 7	-3,16/-3,16	-3,99/-4,24	-5,29/-5,79	-6,34/-7,34	41	0,73
Состав 8	-	-	-	-	-	-
Состав 9	-1,35/-1,35	-2,35/-2,60	-	-5,32/-6,32	42	0,3

Примечание: 1. В графах 2-5 представлены данные пиковой прочности. Знак «-» согласно с теорией упругости (механика сплошной среды) означает сжатие.

В результате, на основе проведенных экспериментов можно констатировать, что прочность материала глиноцементобетона существенно растёт за счёт бокового обжатия. На рисунке 4 показан график зависимости прочности на сжатие от бокового обжатия различных составов ГЦБ.

Дополнительно была проверена серия экспериментов с составом, который предполагает использовать генпроектировщик (ОАО «Ленгидропроект») для плотины Нижне-Бурейского гидроузла.

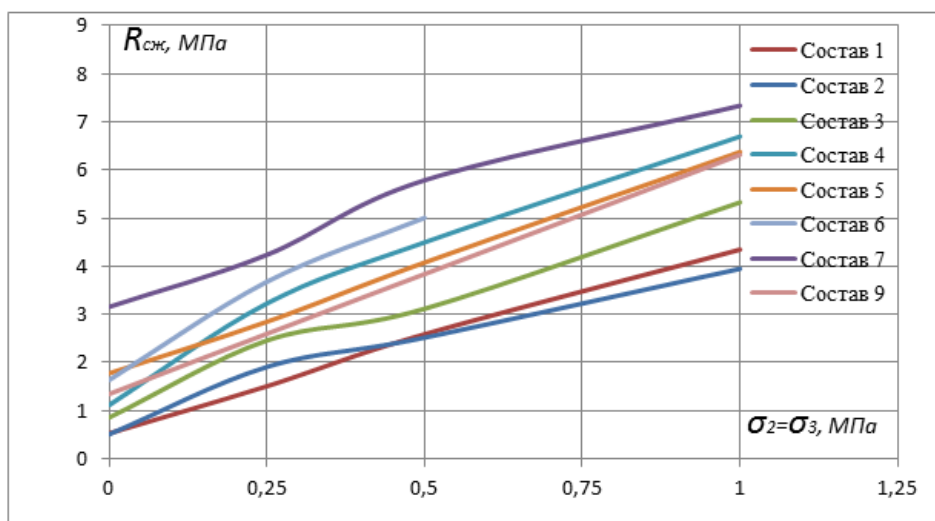


Рисунок 4. График зависимости прочности от бокового обжатия

Для прогнозирования увеличения прочности за счёт бокового обжатия можем рекомендовать формулу:

$$R_{об} = R_{сж} + A \times \sigma_3 \quad (7)$$

где  $R_{об}$  - искомая прочность при боковом обжатии  $\sigma$ ,  $R_{сж}$  – прочность материала при боковом обжатии 0 МПа;  $A$  – коэффициент  $\sim 2,5 \div 3,5$ ;  $\sigma_3$  – давление бокового обжатия МПа.

### В третьей главе

Приводятся результаты решения НДС плотин с ГЦБ диафрагмой различной высоты: 40, 60 и 100 м.

Оценка работоспособности вариантов конструкции плотины производилась на основе численного моделирования их напряжённно-деформированного состояния (НДС) при статических нагрузках.

Численное моделирование проводилось сочетанием методов конечных элементов (МКЭ) и локальных вариаций. Расчёты проводились в плоской постановке для руслового сечения плотины. Для расчётов использовались вычислительные программы NDS-N, разработанные на кафедре гидротехнических сооружений Московского Государственного Строительного Университета.

Для учёта нелинейного характера деформирования грунтов использовалась модель грунта, предложенная профессором Л.Н. Рассказовым, что позволяет учесть нелинейность деформирования грунта под нагрузкой.

### Расчёт НДС каменно-набросной плотины высотой 40 м

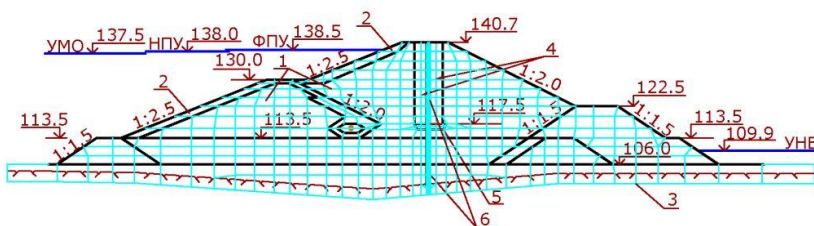


Рисунок 5. Сетка МКЭ поперечного сечения плотины высотой ~ 40 м

1 - гравийно-галечниковый грунт; 2 - рваный камень (крепление откосов); 3 - скальное основание; 4 - переходный слой; 5 - форшахта из глиноцементбетона; 6 – «стена в грунте» из глиноцементбетона в основании и теле грунтовой плотины

Напряжения в плотине первой очереди практически мало меняются по всей высоте этой части диафрагмы от -0,4 до -0,7 МПа (рисунок 6). Вторая очередь менее нагружена. Здесь в диафрагме  $\sigma_y$  меняется практически пропорционально высоте диафрагмы второй очереди от -0,16 МПа до -0,02 МПа у гребня.

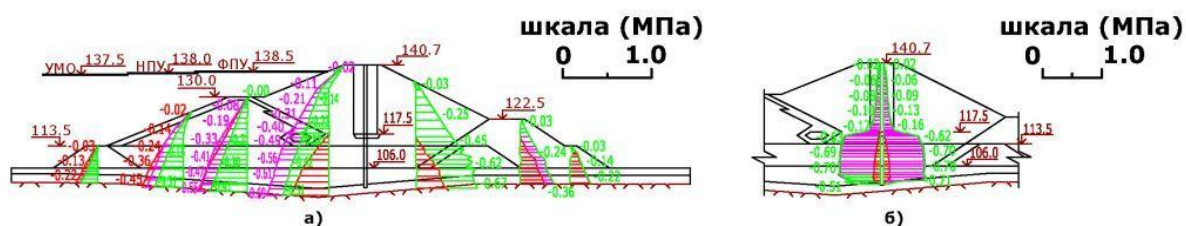


Рисунок 6. Эпюры напряжений  $\sigma_y$ , этапы возведения плотины 15, 23 и 34:

а) распределение напряжений в теле грунтовой плотины; б) распределение напряжений по граням «стены в грунте» со стороны верхнего и нижнего бьефов

Величины  $\sigma_x$  малы (рисунок 7а). В первой очереди призм вклад давления воды ВБ и собственного веса равны. В низовой призме давление воды сказывается очень мало, т.к. схватившийся ГЦБ диафрагмы принял давление вместе с весом призм около диафрагмы на себя.

На рисунке 7б даны напряжения  $\sigma_x$  по граням диафрагмы. Максимальные напряжения у основания равны давлению воды, но выше роль грунта призм становится более весомой: напряжения  $\sigma_x$  в диафрагме второй очереди поднимается на  $0,05 \div 0,1$  МПа при подъёме воды до НПУ, а в диафрагме первой очереди - на -0,1 МПа.

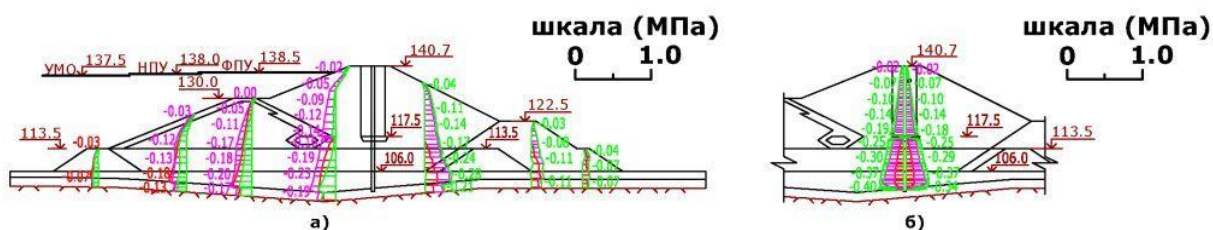


Рисунок 7. Эпюры напряжений  $\sigma_x$ , этапы возведения плотины 15, 23 и 34:

а) распределение напряжений в теле грунтовой плотины; б) распределение напряжений по граням «стены в грунте» со стороны верхнего и нижнего бьефов

В сравнительной близости от диафрагмы в верховой призме напряжения у основания  $\sigma_y = -0,5$  МПа, а в низовой призме  $\sigma_y = -0,67$  МПа. Наполнение водохранилища на низовой призме практически не сказывается, а в верховой призме напряжения  $\sigma_y$  снижаются за счёт взвешивания грунта,  $\sigma_y$  изменяется от -0,69 до -0,5 МПа.

В случае использования кубиковой прочности коэффициент надёжности у основания диафрагмы будет  $K_n^K = 1,31$ , затем он будет расти с подъёмом вверх до  $K_n^K = 1,69$ , а во второй очереди от  $K_n^K = 2,18$  до  $\rightarrow \infty$  на гребне, где  $\sigma_y \rightarrow 0$ .

При использовании призмной прочности  $K_n$  растёт от 1,15 до 1,32 и второй очереди от 2,18 до  $\rightarrow \infty$  на гребне, где  $\sigma_y \rightarrow 0$ .

При использовании  $R_{об}$ ,  $K_n = R_{об} / (\sigma_1 \approx \sigma_y)$  у основания составит - 2,46 ( $A = 2,5$  принято с запасом). В середине первой очереди несколько снизится до 2,37, а затем устремится в диафрагме второй очереди к  $\infty$  у гребня плотины.

В этой задаче, во всех рассмотренных случаях имеем высокую прочность и высокую надёжность диафрагмы при сравнительно малопрочном ГЦБ (состав №1 таблица 3). Если перейти ещё к менее прочному составу (состав №2), то  $K_n$  в случае с кубиковой прочностью уменьшится на 0,27, а с призматической и условия упрочнения за счёт обжатия - на 0,33. Таким образом, задача оказалась абсолютно устойчивой и надёжной при статических нагрузениях.

### Расчёт НДС грунтовой плотины высотой 60 м

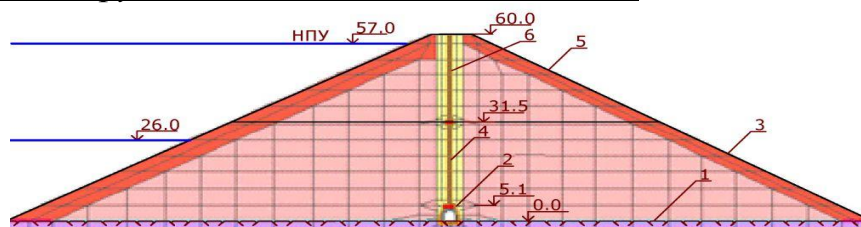


Рисунок 8. Этапы возведения плотины  $H=60$  м: 1 - скальное основание; 2 - смотровая потерна; 3 - отсыпка I-ой очереди плотины в отм. 0,0- 31,5 м; 4 – «стена в грунте» I-ой очереди; 5 - Отсыпка II-ой очереди плотины до отм.31,5- 60,0 м; 6 – «стена в грунте» II-ой очереди.

Рассматривается плотина средней высоты (рисунок 8). Конструкция характеризуется следующим: основное тело плотины из гравийно-галечникового грунта в качестве антисейсмического элемента применена горная масса из рваного камня, заложение верхового откоса 1:1,9 и низового 1:1,8, в качестве переходной зоны используется мелкозернистый гравийно-галечниковый грунт ( $D$  до  $\leq 60$  мм), диафрагма толщиной 1 м. Возводится диафрагма в две очереди: первая очередь имеет высоту 31,5 м, включая потерну и над потерной слой глинистого грунта толщиной до 1,5 м (можно слой асфальтобетона толщиной  $\sim 1$  м) для лучшего сопряжения диафрагмы с потерной.

Деформационные и прочностные свойства ГЦБ в расчете меняются при возведении «стены в грунте» независимо от метода возведения диафрагмы (траншейный или в виде секущихся свай). Вначале в подготовленный участок для создания диафрагмы заливается ГЦБ, обладающий свойствами тяжелой жидкости – прочность и трение о стенки отсутствуют, затем рассматривается этот участок диафрагмы после схватывания и твердения (28 суток) – появляется прочность и трение по стенкам траншеи или столба (секущиеся сваи).

Анализ напряжений  $\sigma_y$  (рисунок 9а) в первой очереди плотины ( $h=31,5$  м) показал, что напряжение  $\sigma_y$  достигает -0,7 МПа. Напряжения первой очереди практически симметричны относительно оси диафрагмы.

На рисунке 9б показаны эпюры напряжений  $\sigma_y$  по напорной и низовой граням диафрагмы, имеет место скачок напряжений  $\sigma_y$  в диафрагме на границе очередей. Этот скачок вызван особенностью поэтапного возведения плотины: 1) период заливки ГЦБ в диафрагму плотины; 2) период схватывания и твердения ГЦБ в диафрагме: нормальные напряжения формируются только от веса ГЦБ. Во втором случае после схватывания и твердения ГЦБ диафрагма воспринимает вес второй очереди (как жидкости), что вызывает резкий рост напряжений, т.к. трение по стенкам отсутствует в нижней части диафрагмы (первой очереди), но

поскольку в верхней части диафрагмы в этот момент тяжелая жидкость, то в ней не формируются напряжения, вызванные деформациями диафрагмы первой очереди. После схватывания диафрагмы второй очереди в ней сформировались напряжения только от собственного веса (когда диафрагма была в виде тяжелой жидкости). В дальнейшем в диафрагме появятся напряжения от подъема воды в ВБ до отм. 57,0 м.

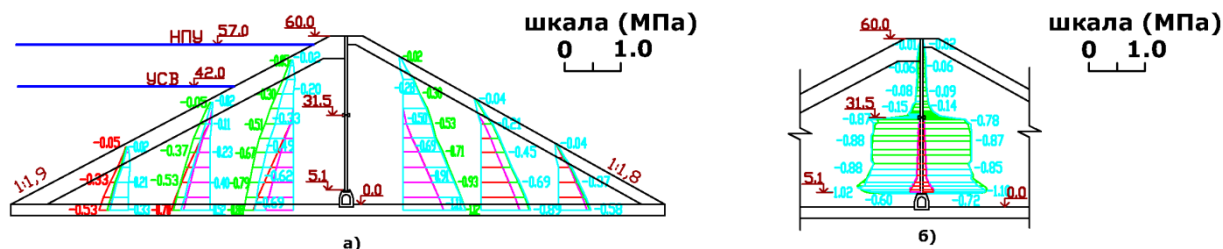


Рисунок 9. Эпюры напряжений  $\sigma_y$ , этапы возведения плотины 9, 13, 21 и 27:  
 а) распределение напряжений в теле грунтовой плотины; б) распределение напряжений по граням «стены в грунте» со стороны верхнего и нижнего бьефов

Анализ напряжений  $\sigma_y$  (рисунок 9а) в первой очереди плотины ( $h=31,5$  м) показал, что напряжение  $\sigma_y$  достигает  $-0,7$  МПа. Напряжения первой очереди практически симметричны относительно оси диафрагмы.

На рисунке 9б показаны эпюры напряжений  $\sigma_y$  по напорной и низовой граням диафрагмы, имеет место скачок напряжений  $\sigma_y$  в диафрагме на границе очередей. Этот скачок вызван особенностью поэтапного возведения плотины: 1) период заливки ГЦБ в диафрагму плотины; 2) период схватывания и твердения ГЦБ в диафрагме: нормальные напряжения формируются только от веса ГЦБ. Во втором случае после схватывания и твердения ГЦБ диафрагма воспринимает вес второй очереди (как жидкости), что вызывает резкий рост напряжений, т.к. трение по стенкам отсутствует в нижней части диафрагмы (первой очереди), но поскольку в верхней части диафрагмы в этот момент тяжелая жидкость, то в ней не формируются напряжения, вызванные деформациями диафрагмы первой очереди. После схватывания диафрагмы второй очереди в ней сформировались напряжения только от собственного веса (когда диафрагма была в виде тяжелой жидкости). В дальнейшем в диафрагме появятся напряжения от подъема воды в ВБ до отм. 57,0 м.

Величины  $\sigma_x$  сравнительно невелики  $-0,39$  МПа внизу низовой призмы (рисунок 10а). Прирост напряжений  $\sigma_x$  второй очереди практически равен гидростатическому давлению воды. В пределах первой очереди напряжения существенно меньше, т.к. было принято, что диафрагма закреплена на потерне.

Особый интерес представляют эпюры напряжений  $\sigma_x$  на верховой и низовой гранях диафрагмы (рисунок 10б). Максимальное напряжение  $\sigma_x$  в плотине первой очереди (красная эпюра)  $-0,15$  МПа. Величина  $\sigma_x$  снижена в сравнении с  $\gamma h$  из-за граничного условия закрепления диафрагмы на потерне, но выше  $\sigma_x$  увеличивается и становится больше гидростатического давления воды за счёт собственного веса диафрагмы.

Вторая очередь строительства и наполнения водохранилища до отм. 57,0 м существенно изменила картину распределения  $\sigma_x$  в диафрагме (рисунок 10б). В



нижней части диафрагмы  $\sigma_x = -0,64$  МПа практически по линейному закону уменьшалось до 0 МПа. С верховой стороны эпюры  $\sigma_x$  очень мало отличается от эпюры с низовой стороны.

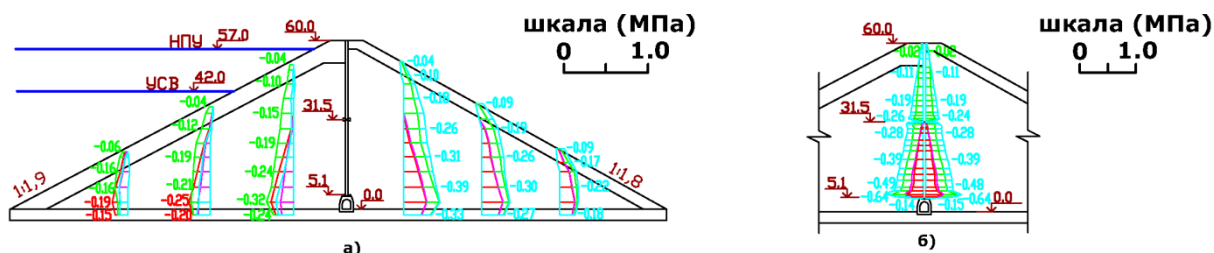


Рисунок 10. Эпюры напряжений  $\sigma_x$ , этапы возведения плотины 9, 13, 21 и 27:  
 а) распределение напряжений в теле грунтовой плотины; б) распределение напряжений по гребням «стены в грунте» со стороны верхнего и нижнего бьефов

Максимальные напряжения в диафрагме составляют  $\sigma_x = 0,64$  МПа, что запас прочности обеспечивается при использовании состава №1, сравнивая с кубиковой прочностью ГЦБ около  $K_n = 0,94$ . При самом слабом составе №2 получается вообще  $K_n = 0,67$ , следовательно нужны более прочные составы такие как №№ 7, 5, 4. Если использовать призменную прочность, то в случае использования состава №1 будем иметь  $K_n = 0,82$  и при самом слабом составе №2  $K_n = 0,49$ .

Если учесть рост  $R_{пр}$  при действии  $\sigma_3 \approx \sigma_x = -0,64$  МПа, то получится  $R_{об} = 0,82 + 2,5 \times 0,64 = 2,42$  МПа. В худшем случае  $R_{пр \min} \approx 0,82 + 2,5 \times 0,24 = 1,42$ . Если рассматривать более высокие отметки в диафрагме, то  $K_n$  будет практически уменьшаться до 0,82.

Отсюда следует, что необходимо использовать более прочные составы ГЦБ №№5, 6, 7 в которых призматическая прочность более 1 МПа без учёта обжатия. Тогда с учётом обжатия получим, к примеру, в составе №7  $R_{об} = 2,53 + 2,5 \times 0,67 = 4,21$  МПа. От основания к гребню прочность  $R_{об}$  будет меняться от 4,21 до 2,53 МПа практически по линейному закону.

При росте прочности ГЦБ будет также расти модуль деформации, но, поскольку задача близка к одномерной по деформациям, из условия равновесия, напряжения не будут расти. Следовательно, резко вырастут коэффициенты надёжности. В основании диафрагмы  $K_n = 4,21$ , а если не учитывать упрочнение за счёт обжатия, то  $K_n = 2,3$ .

### Расчёт НДС грунтовой плотины высотой 100 м

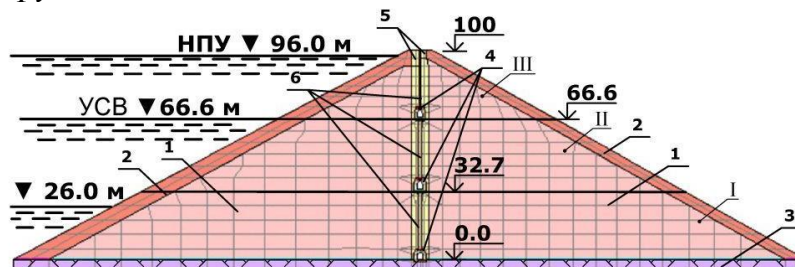


Рисунок 11. Сетка МКЭ поперечного сечения плотины. Очередность возведения плотины:  
 1 – гравийно-галечниковый грунт; 2 – рваный камень (крепление откосов); 3 – скальное основание; 4 – смотровые потерны; 5 – переходные зоны; 6 – «стена в грунте» из глиноцементобетона; I-первая очередь; II-вторая очередь; III-третья очередь

Очередность и поэтапность возведения показаны на рисунке 11. Первая очередь (I) возведения, которая состоит из 8 этапов возведения 3-х этапов подъёма воды до отм. 26,0 м. Вторая очередь (II) строительства состоит из 7 этапов строительства и 7-ми этапов подъёма уровня воды до отм. 66,6 м. Третья очередь (III) завершение строительства плотины состоит из 9 этапов возведения и 6 этапов подъёма уровня воды до отм. 95,0 м.

Горизонтальные смещения в плотине и диафрагме существенно ниже, чем осадки (рисунок 12). В верховой призме максимальные горизонтальные смещения в сторону ВБ наблюдаются на середине высоты по вертикали (до отм. 66,6 м) и достигают 25,2 см. В низовой призме смещения направлены в сторону нижнего бьефа. Они достигают 15,6 см.

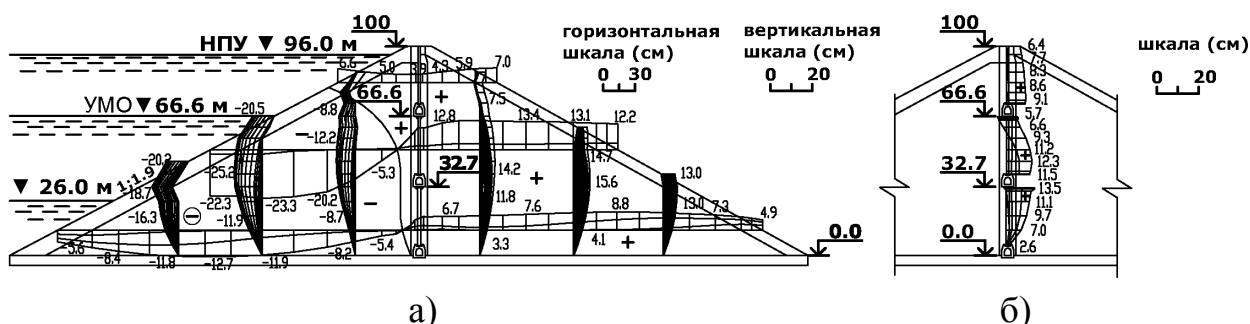


Рисунок 12. Эпюры горизонтальных перемещений: а) упорных призм плотины и б) верховой грани «стены в грунте»

Наибольший изгиб диафрагмы наблюдается в пределах второй очереди. При наполнении ВБ до отм.66 м прогиб в диафрагме второй очереди составляет 10,7 см как разница смещений (рисунок 12б) верха диафрагмы (сместился в ВБ на 3,0 см) и её низа (в сторону НБ на ~6,0 см). После наполнения водохранилища до отм. 96,0 м максимальный прогиб диафрагмы имеет место в диафрагме первой очереди (10,9 см): внизу диафрагма смещается в сторону НБ на 2,6 см, а вверху – на 13,5 см.

Для того, чтобы изгибы диафрагмы были минимально возможными, смещений верха и низа диафрагмы рассматриваемой очереди возведения. Необходимо обеспечить свободное смещение в горизонтальном направлении низа и верха диафрагмы каждой очереди строительства.

Для этого можно представить конструкцию следующим образом: 1) сопряжение с основанием и между очередями лучше всего осуществлять через железобетонные галереи, но несколько изменённой конструкции (рисунок 13).

Потерны нужны в эксплуатационный период для проведения инъекционных работ в случае образовавшихся ходов фильтрации в диафрагме и для вывода КИА. Нижняя часть галереи также должна иметь «нижнее корыто» с наполнением глинистым грунтом или асфальтобетоном, чтобы верх нижней очереди диафрагмы имел относительную (т.к. и глинистый грунт и литой асфальтобетон имеют меньший модуль деформации) свободу смещения.

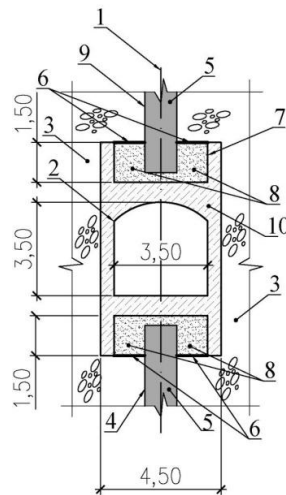


Рисунок 13. Возможная конструкция сопряжения диафрагмы по очередям возведения: 1 - ось «стены в грунте», ось потерны; 2 - потерна; 3 - окружающий грунт, переходные зоны; 4 - диафрагма очереди (n-1); 5 - глиноцементобетон; 6 - геотекстиль или мембрана; 7 - корыто; 8 - глина или асфальтобетон; 9 - диафрагма очереди n; 10 - бетон потерны

На рисунке 14а показаны эпюры напряжений  $\sigma_y$  в призмах плотины. Максимальное напряжение в низовой призме достигает 2 МПа и несколько более 1 МПа в верховой призме (меньше за счёт взвешивания). НДС в диафрагме (рисунок 14б) требует рассмотрения. Напряжения  $\sigma_y$  в участках диафрагмы каждой очереди почти постоянны по высоте. В диафрагме первой очереди  $\sigma_y$  по высоте колеблются от 1,76 МПа (у основания третьей очереди) до 1,90÷1,97 МПа. Во второй очереди от 1,0 МПа в основании второй очереди до 1,23 МПа с колебаниями между этапами до 1,1÷1,14 МПа.

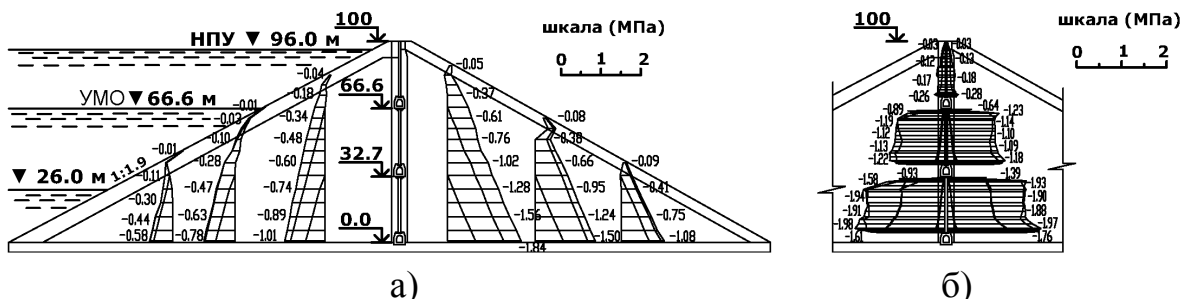


Рисунок 14. Распределение напряжений  $\sigma_y$ : а) в теле грунтовой плотины и б) по граням «стены в грунте» со стороны верхнего и нижнего бьефов

В третьей очереди напряжения  $\sigma_y$  меняются от 0,28 МПа до 0 на гребне. Из этого можно сделать вывод, что в высокой плотине состав ГЦБ можно менять по очередям, если это окажется экономически выгодным.

На рисунке 15б показано распределение напряжений  $\sigma_x$  в диафрагме по очередям возведения. Напряжения  $\sigma_x$  в завершённое строительство плотины меняется по высоте практически по линейному закону от основания до гребня, в пределах первой очереди  $\sigma_x$  уменьшается с -1,14 МПа у основания до -0,65 МПа на отм. 32,7 м, во второй очереди от -0,67 МПа до -0,36 МПа на отм. 66,6 м и в пределах третьей очереди от -0,31 МПа до 0,0 МПа на гребне.



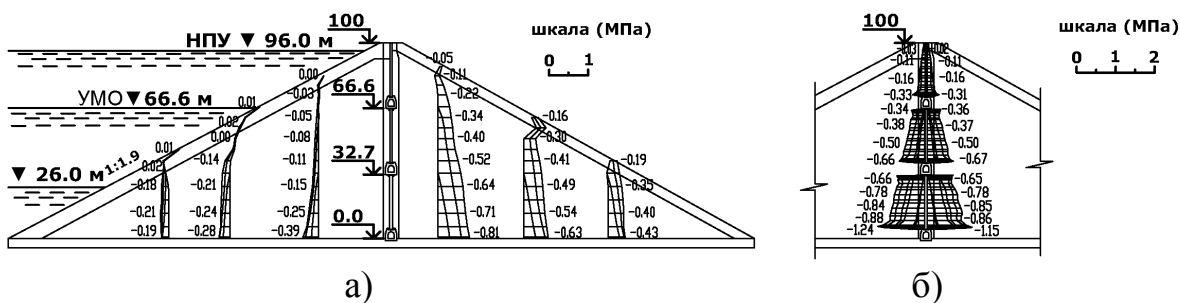


Рисунок 15. Распределение напряжений  $\sigma_x$ : а) в теле грунтовой плотины и б) по граням «стены в грунте» со стороны верхнего и нижнего бьефов

Сравнивая полученные значения напряжений  $\sigma_y$  с прочностью глиноцементобетона на одноосное сжатие состава 2 (кубиковая прочность 0,67 МПа. Таблица 2), видим, что прочность на сжатие выполняется только в диафрагме третьей очередей. В нижней же части (диафрагма первой очереди) напряжения  $\sigma_y$  (до 2 МПа) существенно превосходят прочность на сжатие. Однако надо учитывать, что здесь глиноцементобетон находится в состоянии трёхосного сжатия, поэтому его прочность повышается. В соответствии с учётом обжатия напряжениями  $\sigma_{\min} \approx \sigma_x = 0,66$  МПа, прочность глиноцементобетона в диафрагме первой очереди составит  $R_{об} = R_{пр} + 2,5 \times \sigma_x = 0,67 + 2,5 \times 0,66 = 2,3$  МПа. Таким образом, коэффициент надёжности составит 1,16.

#### **В четвёртой главе**

Приводятся результаты работы на опытном полигоне Гоцатлинской ГЭС и результаты создания ПФЭ в перемычке Нижне-Бурейской ГЭС.

Опытный полигон Гоцатлинской ГЭС. На полигоне решались следующие вопросы:

- отработывались в производственных условиях состав и технология приготовления смеси;
- отработывались различные технологические приемы производства работ в отношении очередности выполнения свай и длительности перерывов между выполнением соседних свай;
- оценивались прочность и водопроницаемость швов между соседними сваями, в зависимости от длительности перерывов между их бетонированием;
- оценивалась водопроницаемость материала свай и швов между ними;
- исследовались различные режимы твердения материала свай. С этой целью опытный полигон был разбит на два фрагмента (рисунок 16): на фрагменте 1, включавшем 10 опытных свай, вмещающий грунт дополнительно увлажнялся водой, подаваемой через специально пробуренные скважины; фрагмент 2 включал 3 сваи, твердение материала которых осуществлялось в естественных условиях;
- определялась прочность ГЦБ бурящихся свай при длительных сроках твердения в условиях полигона (до 180 суток).

Для контроля качества выполненных работ были пройдены шурфы глубиной 3,0 м (рисунок 17). Как показал осмотр, поверхность свай обоих фрагментов имела однородную структуру, швы между сваями монолитные и визуально неопределяемые.

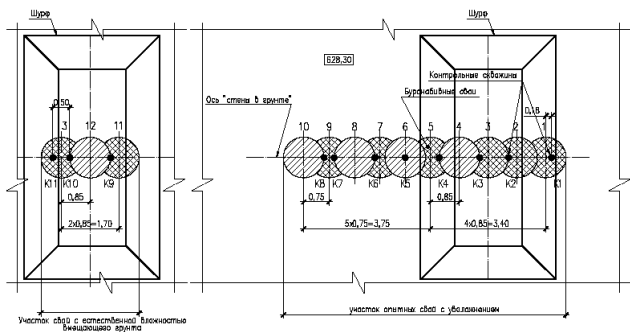


Рисунок 16. Схема расположения свай и контрольных скважин на опытном полигоне (план на отм. 626,8 м)

Рисунок 17. Шурф фрагмента 1: видна поверхность свай

На фрагменте №1 было пробурено 14 контрольных скважин с отбором керна как по сплошному материалу свай, так и из зон межсвайных швов. На фрагменте 2 пробурено 4 контрольные скважины с отбором керна. Максимальная глубина отбора кернов была практически равна глубине шурфов.

Результаты испытаний кернов в строительной лаборатории ООО «Гидроспецпроект» приведены в таблице 4.2.

Таблица 5

**Результаты (средние значения) лабораторных испытаний контрольных образцов-кернов, отобранных из бурящихся свай опытного полигона**

Характеристика образцов-кернов	Количество испытанных образцов	Возраст образцов, сут	Диапазон полученных значений	Среднее значение
Плотность, г/см <sup>3</sup>	78	132-175	1,87 ÷ 1,98	1,92
Прочность на сжатие, МПа	41	132-175	1,56 ÷ 2,85	2,05
Прочность на растяжение при	8	148-175	0,31 ÷ 0,39	0,36
Прочность на растяжение при изгибе,	7	148-175	0,75 ÷ 1,12	0,86
Прочность на срез, МПа	6	167-175	0,47 ÷ 0,58	0,53
Удельное сцепление $C_p$ , МПа	4	140-175	0,32 ÷ 0,36	0,34
Угол внутреннего трения $\varphi$ , град.	4	140-175	35 ÷ 38	36,5

Опыт применения глиноцементбетона на перемычке Нижне-Бурейской ГЭС

Проектом Нижне-Бурейской ГЭС на р. Буря (ОАО «Ленгидропроект») было предусмотрено строительство сооружений первой очереди в котловане под защитой перемычки из грунтовых материалов. Максимальный напор на перемычку составляет 15 м. В качестве противофильтрационного элемента в теле перемычки была запроектирована диафрагма в виде стены в грунте, выполняемой из бурящихся свай, которые заполняются ГЦБ.

Согласно проектным требованиям составы пластичного ГЦБ должны разрабатываться с учётом температур тела перемычки, имеющего участки с отрицательной температурой. Разработка составов ГЦБ для использования в качестве заполнителя «стены в грунте» на участках, имеющих положительную температуру основания, должна проводиться при твердении образцов в диапазоне температур + (2–4) °С, для участков с отрицательной температурой – (2–4) °С.

Работы выполнялись при очень низких отрицательных температурах воздуха (до  $-48^{\circ}\text{C}$ ).

Контроль качества. Для определения противифльтрационных свойств стены в грунте были выполнены работы по гидравлическому испытанию вертикальных контрольных скважин. Испытание проводилось позонным нагнетанием воды в скважину с фиксацией параметров нагнетания – давления (напора) и поглощаемого расхода. Результат среднего значения испытания удельного водопоглощения составил  $0,000456 \text{ л}/(\text{мин}\cdot\text{м}\cdot\text{м})$

Ни в одной из зон каждой из контрольных скважин проектный критерий, соответствующий удельному водопоглощению  $0,01 \text{ л}/(\text{мин}\cdot\text{м}\cdot\text{м})$ , не был превышен, следовательно ПФЭ является практически водонепроницаемым. Образцы ГЦБ, отобранные из автобетоносмесителей непосредственно перед бетонированием, испытывались на сжатие. На рисунке 18 приведены кривые распределения их прочности.

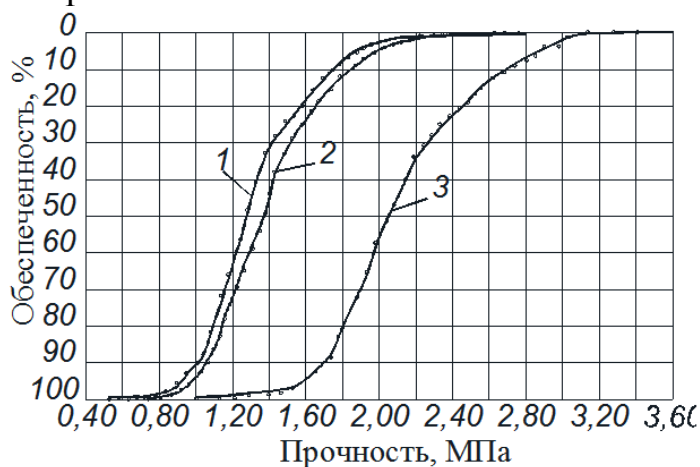


Рисунок 18. Кривые распределения прочности на сжатие образцов ГЦБ в возрасте 7 (1), 10 (2) и 60 (3) суток

### **Общие выводы и рекомендации**

Проведённые исследования позволили сделать следующие выводы:

1. Проведённые экспериментальные исследования прочности и деформируемости, а также анализ составов глиноцементобетона для строительства многих плотин за рубежом, показал, что количество цемента не превышает  $200 \text{ кг}/\text{м}^3$ , а бентонитовой глины не следует брать более  $100 \text{ кг}/\text{м}^3$ ; использование простой глины или смесей бентонитовой глины и простой глины даёт положительный результат.

Максимальное количество цемента не следует брать менее  $100 \text{ кг}/\text{м}^3$ , а бентонитовой глины можно уменьшать до  $15\div 20 \text{ кг}/\text{м}^3$  в зависимости от решаемой задачи и требований к прочности и деформируемости материала диафрагмы.

Наличие фибры в составе ГЦБ повышает прочность глиноцементобетона.

2. Можно рекомендовать определять и использовать призматическую прочность глиноцементобетона (с запасом), определяемую в приборах трёхосного сжатия с учётом всестороннего обжатия, что даёт существенное повышение его прочности.

3. Прочность на растяжение лучше определять с запасом методом раскалывания.

При использовании метода изгиба балок выявляется завышенное значение прочности на растяжение, но, с другой стороны изгиб балок в какой-то степени моделирует изгиб диафрагмы - этот метод может быть полезен, т.к. повышает уверенность в надёжности диафрагмы.

4. При проектировании плотины с глиноцементобетонной диафрагмой следует использовать методику расчёта плотины: первоначально рассматривать диафрагму на всю высоту очереди как тяжёлую жидкость и лишь при возведении следующей очереди плотины рассматривать материал диафрагмы, имеющий прочность и другие свойства соответствующие 28 дням схватывания и твердения, наращивание следующей очереди возможно уже через 7 дней. В этом случае, напряжения в диафрагме будут ниже, а перемещения больше.

Можно рекомендовать, исходя из производственной практики, высоту очереди принимать не более 40 м, чтобы возможные образование «окон» между глиноцементобетонными сваями и допустимая высота для ремонта диафрагмы были минимальны.

5. Выбор метода создания диафрагмы (траншейный или секущимися сваями) зависит от материала вмещающего грунта. Если коэффициент фильтрации мал ( $A \cdot 10^{-5} \div A \cdot 10^{-7}$  см/с), то может быть использован любой метод. Если велик, то может использоваться только метод секущихся свай, т.к. в противном случае утечка бентонитового раствора не позволит использовать траншейный метод.

6. Переход к прочным составам для создания диафрагмы увеличивает их модуль деформации в 100 и более раз, что может вызвать концентрацию вертикальных напряжений в 5÷7 раз.

Для некоторого уменьшения концентрации вертикальных напряжений можно воспользоваться пунктом 4 данных выводов.

7. Возможно строительство грунтовых плотин с рассмотренным типом диафрагмы высотой до 100 м. При необходимости строительства более высоких плотин нужны дополнительные исследования. Сопряжение диафрагмы между очередями следует осуществлять через глиноцементобетонные, глиняные или асфальтобетонные элементы, которые должны обеспечить свободные горизонтальные смещения верхнего и нижнего конца диафрагмы.

Желательно устройство потерн между очередями и в основании плотины для возможного проведения ремонтных работ в диафрагме (например инъекцией), если они потребуются.

8. Проведённые натурные исследования опытных свай на строительстве Гоцатлинской ГЭС позволяют с уверенностью считать контакты между сваями надёжными (нефильтрующими и прочными).

9. При строительстве плотин с глиноцементобетонной диафрагмой состав глиноцементобетона по очередям строительства в зависимости от напряжений можно менять, уменьшая содержание цемента от основания к гребню плотины.

**Основные положения диссертации опубликованы в следующих работах автора:**

1. Королёв В.М., Смирнов О.Е., Аргал Э.С., Радзинский А.В. Новое в создании противofильтрационного элемента в теле грунтовой плотины // Гидротехническое строительство, 2013, №8, с. 2-9.

2. Рассказов Л.Н., Радзинский А.В., Саинов М.П. Выбор состава глиноцементобетона при создании «стены в грунте» // Гидротехническое строительство. 2014. №3. С. 16-24.

3. Кудрин К.П., Королёв В.М., Аргал Э.С., Соловьёва Е.В., Смирнов О.Е. Радзинский А.В. Использование инновационных решений при создании противofильтрационной диафрагмы в перемычке Нижне-Бурейской ГЭС // Гидротехническое строительство, 2014, №7, с. 22-28

4. Рассказов Л.Н., Радзинский А.В., Саинов М.П. К прочности глиноцементобетона // Гидротехническое строительство. 2014. №8. С. 26-28.

5. Рассказов Л.Н., Радзинский А.В., Саинов М.П. Прочность и деформативность глиноцементобетона в сложнапряженном состоянии // Гидротехническое строительство, 2014, №8. С. 29-33.

6. Рассказов Л.Н., Радзинский А.В., Саинов М.П. Плотины с глиноцементобетонной диафрагмой. Напряженно-деформированное состояние и прочность // Гидротехническое строительство, 2014, №9.

7. Радзинский А.В., Рассказов Л.Н., Саинов М.П. Плотина высотой 100 м с глиноцементобетонной диафрагмой по типу «стена в грунте» // Вестник МГСУ. 2014. №9.