

УДК 502/504:627.8

**О. Д. РУБИН, Д. И. ПОНОМАРЕВ**

Закрытое акционерное общество «Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике», Москва

**Н. И. МЕЛЬНИКОВА**

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Московский государственный университет природообустройства»

## РАСЧЕТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПОДПОРНЫХ СТЕН ПЕРВОГО ЯРУСА ВОДОПРИЕМНИКА ЗАГОРСКОЙ ГАЭС

*Приведены результаты расчетных исследований напряженно-деформированного состояния подпорных стен первого яруса водоприемника Загорской ГАЭС на основе конечно-элементных моделей с учетом наличия блочных швов и фактического расположения арматурных стержней.*

*Подпорные стенки, понур, напряженно-деформированное состояние, устойчивость, прочность, трещины, блочные швы, напряжение.*

*There are given results of estimated studies of the deflected mode of head walls of the first tier of water intake of the Zagorskaya storage power station on the basis of the finite-element modules taking into account the availability of block seams and factual position of reinforcing bars.*

*Head walls, apron, deflected mode, stability, strength, cracks, block seams, stress.*

В ЗАО «Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике» проведены расчетные исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) подпорных стен первого яруса водоприемника Загорской ГАЭС на основе математических конечно-элементных моделей подпорных стенок совместно с основанием для двух расчетных случаев: ремонтного (отметка уровня воды соответствует отметке верха подпорных стенок 244,5 м (ниже отметки УМО) при уровне воды в засыпке 244,5 м) и аварийного (при аварийной сработке ВАБ до отметки 230,0 м при уровне воды в засыпке 262,5 м). \*

На первом этапе исследований выполнялись расчеты в стадии упругой работы железобетона (до образования трещин в бетоне, в том числе по межблочным швам бетонирования) (рис. 1). При дальнейших расчетных исследованиях в конечноэлементные модели включались

\*Проведение расчетов и оценка напряженно-деформированного состояния подпорных стенок в верхнем бьефе водоприемника: техн. отчет. Этап 3. – М.: ЗАО «ИЦ СКТЭ», 2010.

трещины (раскрытия швов), образующиеся в зонах значительного растяжения, зафиксированных на предыдущем этапе расчетов. Далее выполнялась серия итерационных расчетов напряженно-деформированного состояния в стадии образования и продвижения трещин в бетоне подпорных стенок с учетом включившихся в работу арматурных стержней.

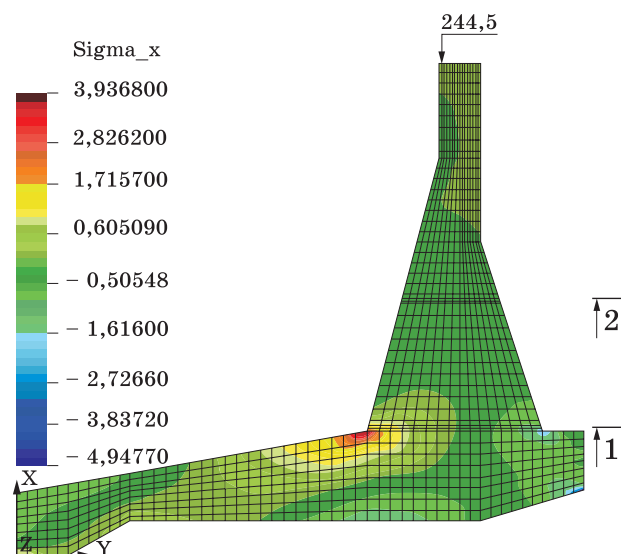


Рис. 1. Напряженное состояние конструкции подпорной стенки ПВ-3

В табл.1 представлены результаты расчетов напряженно-деформированного состояния конструкций верховых подпорных стенок первого яруса водоприемника в стадии образования и продвижения трещин в бетоне (с учетом включившихся в работу арматурных стержней) в ремонтном случае.

Из анализа выполненных расчетов конструкции подпорных стенок первого яруса ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1 и ПВ-3 водоприемника в ремонтном случае можно заключить следующее: при существующем армировании необходимая прочность конструкций обеспечивается, при этом напряжения в продольной арматуре стенок (расположенной у тыловой грани) не превышают 256,5 МПа (для стенки ПВ-3), что составляет 91,6 % от расчетного сопротивления арматуры растяжению  $R_s = 280$  МПа.

В табл. 2 представлены результаты расчетов напряженно-деформированного состояния конструкций верховых подпорных стенок первого яруса водоприемника в аварийном случае.

Из анализа выполненных расчетов конструкции подпорных стенок первого яруса ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1 и ПВ-3 водоприемника в аварийном случае можно заключить следующее: при существующем армировании необходимая прочность конструкций повсеместно не обеспечивается, при этом напряжения в продольной арматуре стенок достигают 390,8 МПа (для стенки ПВ-3), что значительно превышает значение расчетного сопротивления арматуры растяжению  $R_s = 280$  МПа.

Одним из сложных узлов подпорных сооружений верхнего бьефа Загорской ГАЭС является зона сопряжения подпор-

ных стенок первого яруса и понура. Наличие нескального значительно деформируемого основания подпорных сооружений верхнего бьефа, особенности характера нагрузок давления грунта, изменяющихся в процессе возведения дамбы верхнего бассейна и эксплуатации водоприемника, вызывают сложный характер напряженно-деформированного состояния, особенно в узлах сопряжений. В этом случае необходимо провести специальные нелинейные расчеты, связанные с уточнением результатов инженерных расчетов устойчивости подпорных стен первого яруса ЛВ и ПВ, а также оценить характер напряженно-деформированного состояния конструкций сопряжения понура с подпорными стенками.

При моделировании железобетонных конструкций подпорных стен, конструкций понура использовались линейно-упругие изотропные модели бетона.

Для грунтов основания и засыпок, а также при моделировании низко модульной прокладки из битумных матов шва между стенами и понуром применялись упругопластические нелинейные модели.

При расчете зоны сопряжения понура с подпорными стенками приняты следующие условия:

модуль деформации битумных матов имеет достаточно малую величину – 0,6...2,5 МПа в зависимости от величины закрытия шва;

шов практически не воспринимает касательных напряжений;

перемещения узлов фундаментной плиты не должны быть больше перемещений соответствующих узлов понура.

В грунтовом основании принимались следующие условия:

Таблица 1

Расположение трещины, сечение	Значения напряжений в продольной арматуре тыловой грани стенок, МПа			
	ЛВ-1 (ЛВ-2)	ЛВ-3	ПВ-1	ПВ-3
1-1	235,2	172,4	250,8	256,5
2-2	197,7	101,9	210,1	244,9

Таблица 2

Расположение трещины, сечение	Значения напряжений в продольной арматуре тыловой грани стенок, МПа			
	ЛВ-1 (ЛВ-2)	ЛВ-3	ПВ-1	ПВ-3
1-1	325,3	256,6	381,4	390,8
2-2	257,2	149,9	293,7	334,4

Примечание: расположение расчетных сечений представлено на рис. 1.

грунт не воспринимает растягивающие напряжения;

после достижения главными сжимающими напряжениями предельного сопротивления, равного в условиях трехмерного сжатия 0,7...0,8 МПа, наступает пластическое течение грунта по сжатию;

после достижения касательными напряжениями на контакте «бетон – грунт» величины  $C + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$  наступает пластическое течение грунта от сдвига.

При невыполнении этих условий на следующей итерации в соответствующих зонах расчетной модели вводились условия пластического течения.

В основании конструкции моделировались особенности инженерно-геологического строения грунтового массива. Исходные данные, касающиеся деформативных характеристик грунтов, откорректированы с учетом бытовых напряжений. Если ориентироваться на деформации основания, связанные только с дополнительными нагрузками, то для определения деформативности каждого слоя основания за ноль на компрессионной кривой следует принимать уровень бытовых напряжений в этом слое. С учетом бытовых напряжений были подсчитаны модули деформации для каждого слоя конечных элементов, аппроксимирующих грунтовой массив.

Основание моделировалось послойно с учетом геологического состава, принятого для расчетной области. Причем по каждому слою учитывалось увеличение модуля деформаций по мере нарастания глубины данного слоя в зависимости от степени уплотнения. В качестве граничных условий были приняты жесткие вертикальные связи по нижней грани области и горизонтальные связи по боковым граням грунтовых элементов конечно-элементной области.

Учитывая особенности конструкции подпорных стенок ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3, представлялось необходимым оценить состояние зоны сопряжения подпорных стенок с понуром при наиболее неблагоприятных расчетных случаях эксплуатации системы «подпорная стенка – понур». С этой целью выполнен расчет существующего в настоящее время НДС системы, сформировавшегося после многолетней эксплуатации. При этом были

учтены данные натуральных наблюдений, процессы, происходившие в основании в период эксплуатации, изменения характера действия нагрузок, а также все предшествующие стадии формирования НДС (деформированное состояние подпорной стенки ПВ-3 представлено на рис. 2а).

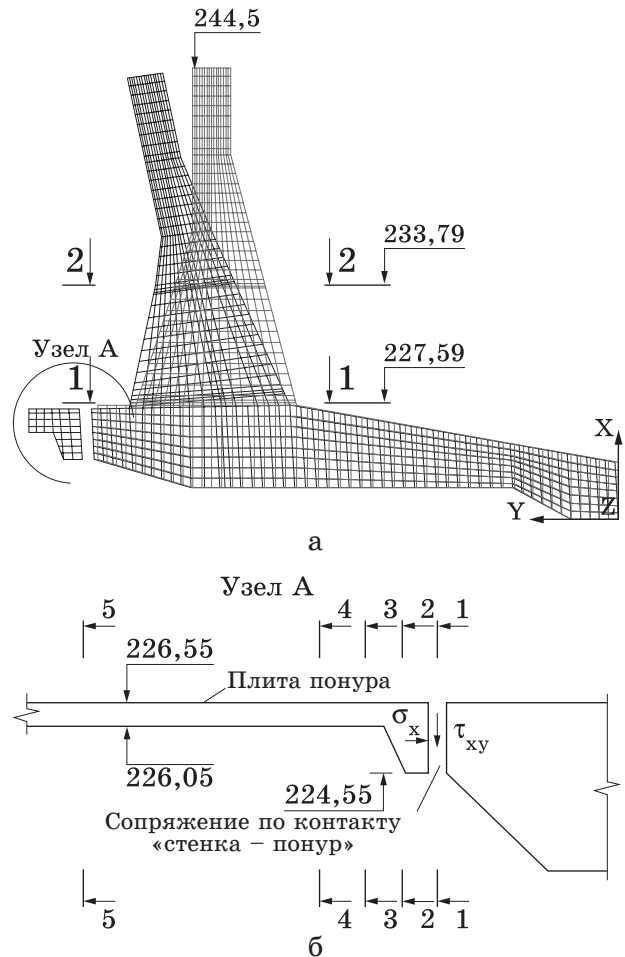


Рис. 2. Деформированное состояние подпорной стенки ПВ-3 (а) со схемой действия напряжений в системе «подпорная стенка – понур» (б)

Расчеты зоны сопряжения секций ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3 подпорных стен водоприемника с понуром проводились для аварийного и ремонтного расчетных случаев. Предварительные расчеты стенок ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3 при действии аварийной нагрузки (при аварийной сработке верхнего аккумулялирующего бассейна) подтвердили, что прочность понура не обеспечивается, возможна потеря устойчивости стенок. В связи с этим дальнейшие расчеты осуществлялись только для ремонтного расчетного случая.

Согласно результатам расчетных исследований, плита понура для стенок

ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3 имеет одинаковый характер напряженно-деформированного состояния. Шов между упором понура и стенкой (толщина стенки 20 мм), воспринимающий сжимающие и касательные напряжения, со стороны верхней грани в среднем прижимается по длине от 0,4 до 0,6 м (на величину до 5 мм), и со стороны нижней грани упора раскрывается на отметке 224,55 на величину до 5,5 мм. Таким образом, плита понура подвергается неравномерному обжатию, что благоприятным образом сказывается на условиях работы и на напряженно-деформированном состоянии плиты. Во всех приведенных конструкциях стенок плита понура (по всей длине) совместно с упором работает как внецентренно-сжатый элемент. Схема действия напряжений показана на рис. 2б.

Согласно выявленной схеме работы конструкции в зоне сопряжения понура с торцом лицевых консолей подпорных стенок, определяющей характер изменения напряжений в плите и упоре от центрального до внецентренного сжатия, основными концентраторами касательных напряжений в железобетонных элементах в общем случае являются упоры плит понуров, в отдельных случаях – переходы от корневого сечения плиты к корневому сечению понура (см. рис. 2б).

Касательные напряжения на контакте «бетон – грунт» невелики, и условие прочности на сдвиг по контакту в любой точке выполняется с запасом. Средние касательные напряжения на участке сжатия шва также невелики и удовлетворяют условиям отсутствия сдвига даже с характеристиками сдвига, соответствующими простому трению бетона по бетону  $\tau < 0,65\sigma$ .

В результате расчетов НДС зоны сопряжения подпорных стенок первого яруса и понура в нелинейной постановке задачи были получены усилия (реакция отпора понура), передаваемые от стенки на понур в ремонтном случае, которые были использованы для инженерных расчетов устойчивости подпорных стен

ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3 (табл. 3).

Из анализа выполненных расчетов конструкции подпорных стенок первого яруса ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1 и ПВ-3 водоприемника в стадии образования и продвижения трещин в бетоне (с учетом включившихся в работу арматурных стержней) в аварийном случае можно отметить следующее:

В подпорной стенке ЛВ-1 (ЛВ-2) в трещине (сечение 1-1) растягивающие напряжения в продольной арматуре тыловой грани стенки достигают величины  $\sigma_s = 325,3$  МПа; в трещине (сечение 2-2) – величины  $\sigma_s = 257,2$  МПа.

В подпорной стенке ЛВ-3 в трещине (сечение 1-1) растягивающие напряжения в продольной арматуре тыловой грани стенки достигают величины  $\sigma_s = 256,6$  МПа; в трещине (сечение 2-2) – величины  $\sigma_s = 149,9$  МПа.

В подпорной стенке ПВ-1 в трещине (сечение 1-1) растягивающие напряжения в продольной арматуре тыловой грани стенки достигают величины  $\sigma_s = 381,4$  МПа; в трещине (сечение 2-2) – величины  $\sigma_s = 293,7$  МПа.

В подпорной стенке ПВ-3 в трещине на отметке 227,59 м (сечение 1-1 – рис. 2а) растягивающие напряжения в продольной арматуре тыловой грани стенки достигают величины  $\sigma_s = 390,8$  МПа; в трещине на отметке 233,79 м (сечение 2-2 – рис. 2а) – величины  $\sigma_s = 334,4$  МПа.

Проведенные расчеты прочности конструкций верхних подпорных стенок первого яруса водоприемника в аварийном случае показали, что при существующем армировании напряжения в продольной арматуре стенок достигают 390,8 МПа (для стенки ПВ-3), что превышает значение расчетного сопротивления арматуры растяжению  $R_s = 280$  МПа.

#### Выводы

Предварительные расчеты стенок ЛВ-1, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3 при аварийной сработке верхнего аккумулирующего бассейна подтвердили, что прочность понура не обеспечивается, возможна потеря устойчивости стенок. В связи с этим даль-

Таблица 3

Тип стенки	ЛВ-1	ЛВ-2	ЛВ-3	ПВ-1	ПВ-3
Реакция отпора понура, МН	- 0,913	- 0,975	- 0,791	- 1,075	- 0,961

нейшие расчеты проводились только для ремонтного расчетного случая.

Для ремонтного расчетного случая шов между упором понура и стенкой, воспринимающий сжимающие и касательные напряжения со стороны верхней грани, в среднем прижимается по длине от 0,4 до 0,6 м на величину до 5 мм, а со стороны нижней грани упора на отметке 224,55 раскрывается на величину до 5,5 мм. Таким образом, плита понура подвергается неравномерному обжатию, что благоприятным образом сказывается на условиях работы и на напряженно-деформированном состоянии плиты. Во всех приведенных конструкциях стенок плита понура (по всей длине) совместно с упором работает как внецентренно-сжатый элемент. При этом максимальные значения сжимающих нормальных горизонтальных напряжений у верхней грани в корневом сечении плиты понура для стенок ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3 ниже нормативного сопротивления бетона сжатию.

В процессе расчетных исследований

устойчивости в нелинейной постановке задачи был получен следующий результат: в ремонтном случае устойчивость для стенок ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3 обеспечивается с учетом расчетного сопротивления бетона понура. Диапазон изменения расчетного сопротивления бетона понура в конструкции стенок ЛВ-1, ЛВ-2, ЛВ-3, ПВ-1, ПВ-3 изменяется от 0,791 (ЛВ-3) до 1,075 МН (ПВ-1).

Материал поступил в редакцию 12.04.11.

**Рубин Олег Дмитриевич**, доктор технических наук, профессор, первый заместитель генерального директора

Тел. 7(495)967-73-25

E-mail: cskte@rambler.ru

**Пономарев Дмитрий Иванович**, заместитель начальника отдела безопасности сооружений

Тел. 8(903)590-33-18

E-mail: cskte@rambler.ru

**Мельникова Наталья Игоревна**, аспирантка, инженер

Тел. 8(926)469-22-78

E-mail: melok2504@mail.ru