

**МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ**

**МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ  
ПРИРОДООБУСТРОЙСТВА**

**МАТЕРИАЛЫ МЕЖДУНАРОДНОЙ  
НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКОЙ КОНФЕРЕНЦИИ  
«ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА И ПУТИ  
ИХ РЕШЕНИЯ»**

**ЧАСТЬ III**

**«БЕЗОПАСНОСТЬ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ»**

Москва, 2011

## О СТЕПЕНИ ЗАВИСАНИЯ ГРУНТА – ЗАПОЛНИТЕЛЯ ЯЧЕЕК В УСЛОВИЯХ СДВИГА

*Б.М. Бахтин – д-р техн. наук, профессор*

*В.П. Шарков – канд. техн. наук, доцент*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природобустройства», г. Москва, Россия*

В работе приводится новый подход и методика по определению степени зависания грунта-заполнителя на стенках ячеистых сооружений. Новизной является то, что этот параметр может определяться непосредственно из сдвиговых испытаний модели ячеистой плотины.

Объектом исследований является подпорное сооружение ячеистой конструкции на скальном основании (плотина, устой) (рис. 1).

*Изучаемый параметр* – степень зависания, влияющая на устойчивость такого сооружения сдвигу.

Сдвиг ячеистых сооружений изучался многими исследователями, однако, это явление изучалось в основном для условий нескальных оснований [1]. При этом изучаемый в данной работе параметр – степень зависания для них был практически неважным.

Проведем анализ условий устойчивости ячеистого сооружения на скальном основании (рис. 1):

Условие устойчивости сооружения сдвигу

$$W \leq F_{тр} + F_{сц}, \quad (1)$$

где  $W$  – сдвигающая сила (рис. 1);

$F_{тр}$  – сила трения;

$F_{сц}$  – сила сцепления.

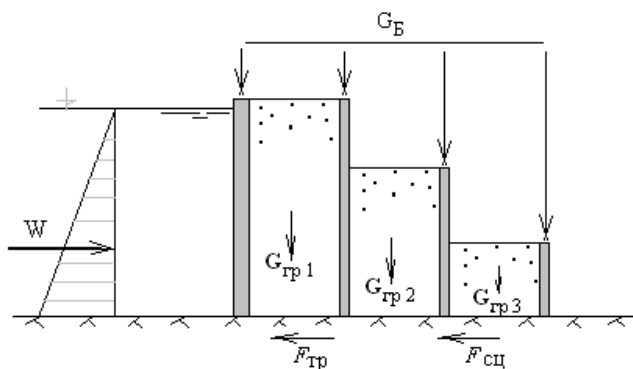


Рис. 1. Основные нагрузки на подпорное сооружение ячеистой конструкции при сдвиге:  $G_B$  и  $G_{zp}$  – вес бетонного каркаса и грунта-заполнителя

Силу сцепления учитывать не будем, считая, что оно нарушено,  $F_{сц} = 0$ , тогда

$$W \leq F_{mp} \quad (1a)$$

Рассмотрим условие (1a) подробнее. Раскроем выражение сил трения, имея в виду, что они складываются из сил трения под каркасом и под засыпкой

$$W \leq F_{mp} = F_B + F_{zp}, \quad (2)$$

$F_B, F_{zp}$  – силы трения под бетонным каркасом и грунтовой засыпкой. Разделение этих сил в условиях скального основания имеет смысл, поскольку здесь коэффициент трения под каркасом, как правило, больше чем под засыпкой:

$$f_B = (1,2 \dots 1,75) f_{zp}.$$

Сила трения под каркасом  $F_B$  создается весом бетонного каркаса и частью веса грунта-заполнителя, «зависающего» на стенках

$$F_B = f_B \cdot G_{\delta} + f_B \cdot m \cdot G_{zp}, \quad (3)$$

где  $f_B$  – коэффициент трения под бетонным каркасом;  $G_{\delta}$  – собственный вес бетонного каркаса;  $T$  – часть веса грунта-заполнителя, «зависающего» на стенках;  $G_{zp}$  – полный вес грунта-заполнителя;  $m$  – степень зависания грунта,  $m = T/G_{zp}$  (см. рис. 2).

Сила трения под заполнителем  $F_{zp}$  определяется остаточным весом грунта (не зависшего на стенках)

$$F_{zp} = f_{zp} (1 - m) G_{zp}, \quad (4)$$

$f_{zp}$  – коэффициент трения на контакте заполнителя и основания.

Суммарная сила трения под ячеистой конструкцией, после упрощений, имеет вид

$$F_{mp} = F_B + F_{zp} = f_B (G_{\delta} + m \cdot G_{zp}) + f_{zp} (1 - m) G_{zp}. \quad (5)$$

Отметим здесь, что под ячеистой конструкцией перед сдвигом (в состоянии покоя) формируется эпюра напряжений, в которой величины напряжений под

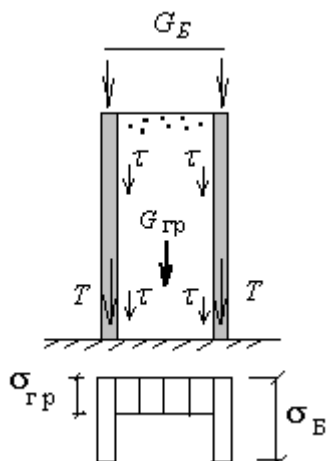


Рис. 2. К распределению нагрузок в ячеистой конструкции  $T = f_{\tau} \cdot dh$  – часть веса грунта  $G_{zp}$ , «зависающего» на стенках;  $\tau$  – касательные напряжения в грунте у стен;  $\sigma_B, \sigma_{zp}$  – напряжения под бетонным каркасом и грунтом-заполнителем

каркасом больше, а под засыпкой меньше рис. 2 [2]). Причина этого – передача грунтом своего веса каркасу.

Из выражения (5) видно, что для расчета силы трения  $F_{тр}$  необходимо, кроме веса каркаса и грунта ( $G_{б}$  и  $G_{зп}$ ) знать:

коэффициенты трения в подошве  $f_B$  и  $f_{зп}$  (принимают из справочников);

величину степени зависания  $m$ .

Величину  $m$  можно принять из графиков (рис. 3), построенных при различных коэффициентах  $k = 0,15 \dots 0,35$ , характеризующих свойства грунта – заполнителя [3, 4, 5].

Графики построены не для условий сдвига, а для условий покоя ячеистого сооружения, что ставит вопрос о их точности и правомерности использования.

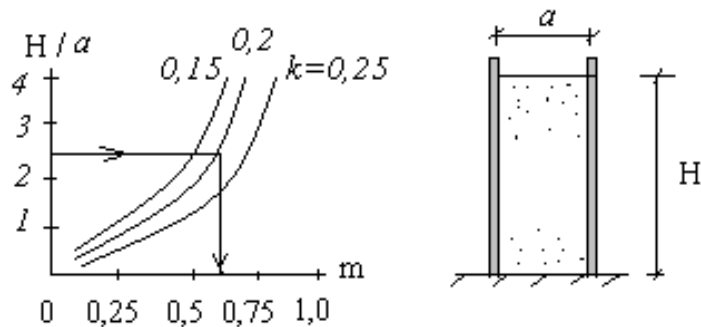


Рис. 3. График для определения степени зависания  $m$  от высоты заполнителя  $H/a$

Остановимся на причине неточности этих графиков.

Рассмотрим процесс сдвига. При приложении к ячеистой конструкции сдвигающей силы под каркасом и засыпкой будут формироваться силы трения. При этом на заднюю грань напорной стенки давление заполнителя станет нарастать вследствие перехода грунта из состояния покоя в пассивное состояние (см. рис. 4).

На вторую стенку, наоборот, давление станет уменьшаться, вследствие перехода грунта из состояния покоя – в активное.

Можно с уверенностью предполагать, что давление в заполнителе у основания в целом увеличится, так как рост пассивного давления на одну из стенок будет превышать величину падения давления – на другую.

Увеличится при этом и вертикальное давление, а значит, должна измениться и степень зависания.

Эпюра напряжений под заполнителем в процессе сдвига приобретет вид трапецеидальной вместо прямоугольной (рис. 4б).

Отсюда следует, что версия о неточности используемых в расчетной практике графиков на рис. 3 имеет под собой основу.

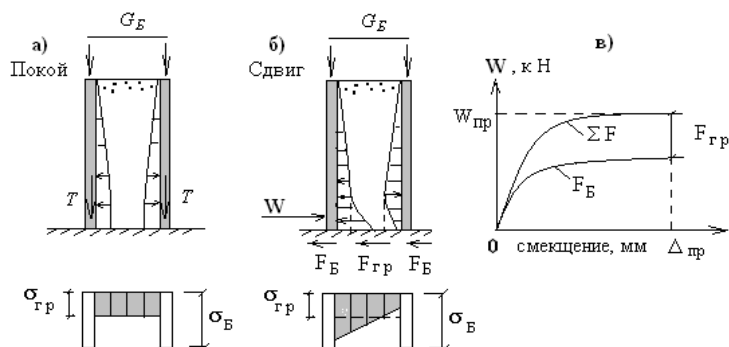


Рис. 4. Трансформация эпюры давления грунта при сдвиге:  
 а, б – распределение нагрузок под ячейкой в состоянии покоя и в процессе сдвига; в – графики связи сдвигающей силы и смещений. (Перекося напряжений под каркасом от момента силы  $W$  на рисунке не отражён)

Задачами настоящих исследований является:

изучить возможность получения величины степени зависания непосредственно из сдвиговых опытов;

рекомендовать методику определения этой величины для моделей различной сложности;

предложить план и методику исследований для проверки и уточнения графиков по определению уточненных значений степени зависания.

Рассмотрим условие устойчивости по формуле (2) для предельного состояния ячейки

$$W = F_B + F_{gp} = f_B G_6 + f_B \cdot m G_{gp} + f_{gp} (1 - m) G_{gp}. \quad (2a)$$

Получив величину  $W$  из опытов, из уравнения (2a) после элементарных преобразований получим формулу для определения степени зависания

$$m = \frac{(W - f_B G_6 + f_{gp} G_{gp})}{(f_B - f_{gp}) G_{gp}}. \quad (6)$$

Степень зависания можно определить непосредственно из сдвиговых опытов. Это значит, что при этом можно обойтись без сложных измерительных устройств таких как у нас с Бахтиным Б.М. [1], у Латышенова А.Н. [3], у других – Янсена, Вятских Н.В., датчиков давления – Емельянова Л.М. и Кружалова Ю.М., Алипова В.В.

Как видно из формулы (6), на основе сдвигового опыта можно получить одну величину сдвигающей силы и соответствующую ей степень зависания. Она, как видно из графика рис. 3, будет соответствовать определенной высоте  $H$  и плановому размеру «а» испытуемой ячейки (а также шероховатости стен).

То есть, эту формулу можно использовать для сооружений, в которых ячейки имеют одинаковые геометрические параметры (высоту и плановые размеры) – например, таких как на рис. 5.

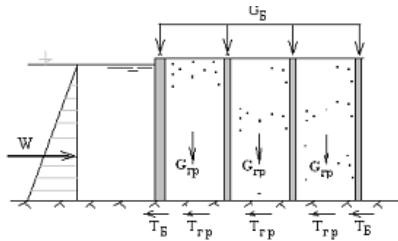


Рис. 5. Схема сдвига сооружения с одинаковыми ячейками

Полученную из таких сдвиговых опытов величину  $m$  следует использовать для оценки точности графиков на рис. 3 для рассмотренного грунта заполнителя.

В расчете сложных ячеистых конструкций, например, с ячейками

разной высоты (рис. 6) необходимо знать несколько этих величин  $m$ .

Рассмотрим условие предельного состояния ячеистого сооружения на рис. 6.

$$W_{\Sigma} = f_B G_{\delta} + f_B \cdot m_1 G_{2p1} + f_{2p} (1 - m_1) G_{2p1} + f_B \cdot m_2 G_{2p2} + f_{2p} (1 - m_2) G_{2p2} + f_B \cdot m_3 G_{2p3} + f_{2p} (1 - m_3) G_{2p3};$$

После упрощений получим

$$W_{\Sigma} = f_B (G_{\delta} + m_1 G_{2p1} + m_2 G_{2p2} + m_3 G_{2p3}) + f_{2p} [(1 - m_1) G_{2p1} + (1 - m_2) G_{2p2} + (1 - m_3) G_{2p3}]. \quad (7)$$

Как видим, здесь требуется знать 3 величины степени зависания:  $m_1, m_2, m_3$  – при трех высотах заполнения.

Для определения этих величин может быть использовано 2 подхода:

а) проведение сдвиговых опытов с простой моделью (однойячейковой – рис. 4 или трёхячейковой с одинаковыми высотами - рис. 5) при различной высоте их заполнения  $H$  и последующее определение из формулы (6) соответствующих им величин  $m$ .

Результатом таких опытов может являться график зависимости

$$m = f(H/R) \text{ (по аналогии с рис. 6в).}$$

Для оценки точности этот график следует сравнить с используемым в расчетной практике (построенном для условий состояния покоя).

б) при наличии модели сооружения сложной формы, например, как на рис. 6, можно провести серии опытов с заполнением ячеек на 3 высоты (минимум), соответствующих 3-м характерным высотам ступенек сооружения:  $H_1, H_2$  и  $H_3$ .

Цель серии опытов – получение трех значений  $W$ , а затем - из формулы (6) величины  $m$ .

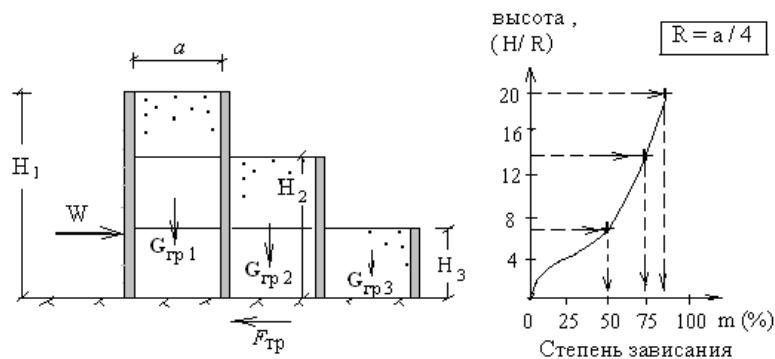


Рис. 6. К определению степени зависания на модели ячеистого сооружения из сдвиговых опытов

*Порядок и условия опытов могут быть следующими:*

Во всех ячейках высота засыпки грунтом принимается одинаковой:

*в первой серии* – заполняют все 3 ячейки на высоту  $H_3$  и находят из опытов силу сдвига  $W$ , а по ней определяют степень зависания  $m_3$ ;

*во второй* – с заполнением 2-х ячеек на высоту  $H_2$  как и в первой серии, получают  $m_2$ ;

*в третьей серии* – заполняется одна ячейка на полную высоту  $H_1$  и определяется  $m_1$ ;

Для повышения точности высоту заполнителя можно принимать и промежуточной, например, в первых сериях -  $0,5 H_3$ , во вторых –  $0,75 H_2$  и т.д.).

Результат этих опытов – построение графика  $m = f(H/R)$  – по аналогии с рис. 6б.

Считаем, что особое внимание должно уделяться опытам при малых высотах заполнителя, поскольку при сдвиге именно у подошвы происходят перераспределение давлений. Высота этой активной зоны по данным исследователей [6] составляет около  $(1 \dots 1,2) a$ .

При наличии модели сооружения для контроля точности нелишней будет серия опытов при заполнении всех ячеек на требуемую высоту (см. рис. 6). Это позволит получить полную сдвигающую силу  $\Sigma W$ , дополнительно перепроверить точность определения всех опытных параметров, в том числе и величин  $m$ .

Отдельный интерес представляет при проведении опытов изучение составляющих трения не только при предельном состоянии сдвига, но и при различных допредельных величинах смещений модели.

Целью опытов здесь может являться получение отдельных графиков зависимости сил трения (под каркасом и под заполнителем) в зависимости от перемещения при сдвиге (например, графика зависимости сил трения под каркасом от перемещений  $F_B = f(\Delta)$ , рис. 4в).

Для полноты картины на основе сдвиговых опытов можно изучить также влияние:

- 1) шероховатости стен;
- 2) степени податливости основания;
- 3) уровень приложения сдвигающей силы;
- 4) пригрузки на грунт заполнитель.

### Выводы

1. При изучении условия устойчивости ячеистой конструкции степень зависания грунта – заполнителя возможно получить непосредственно из сдвиговых опытов с моделью одинаковой ячейки, выполненной с подобными геометрическими размерами

2. Сдвиговые опыты освобождают от использования сложных приборов, необходимых для замера степени зависания.

3. При наличии модели ячеистого сооружения число серий необходимых опытов оказывается не менее, чем число ступеней (каскадов) сооружения.

4. Полученные на основе сдвиговых опытов графики связи степени зависания с высотой (и др. параметрами) следует сравнить с таковыми для состояния покоя ячеистой конструкции, что позволит:

оценить исходные потенциальные возможности конструкции для сопротивления сдвигу;

дать оценку правомерности использования имеющихся графиков в расчетной практике.

#### **Библиографический список**

1. Шарков В.П. Об устойчивости ячеистых гидротехнических сооружений на скальном основании. //Гидротехнические сооружения. 2002. № 5. С.14-15.
2. Гидротехнические сооружения. Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1983. 543 с.
3. Латышенков А.М. Лабораторные исследования давления загрузки в ряжах. //Гидротехническое строительство. 1938. № 5.
4. Гидротехнические сооружения. /Под ред Н.П. Розанова. – М.: Агропромиздат, 1978.
5. Вархотов Т.Л. Сборные и сборно-монолитные ячеистые конструкции. – М.: Стройиздат, 1969.
6. Алипов В. В. Исследование давления грунтового заполнителя в железобетонных гидротехнических сооружениях ячеистой конструкции. – М.: ВНИИ ВОДГЕО. 1965. Вып 12. С. 89-103.

УДК 627.4

#### **ВОПРОСЫ ЗАЩИТЫ ИСКУССТВЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ В МОРСКИХ АКВАТОРИЯХ ОТ ШТОРМОВЫХ РАЗМЫВОВ**

*Е.С. Волкова – аспирантка  
Филиал ОАО ЦНИИС «НИЦ» Морские берега»,  
г. Сочи, Россия*

Строительство искусственных территорий и островов в мире имеет долгую историю. Так, уже в 1634 году в Японии был построен искусственный остров Деджима. Этот остров служил морским портом для голландских торговых судов. С тех пор в мире построено уже несколько десятков островов для самых различных целей – для размещения морских портов, аэропортов, для проведения Олимпийских игр, жилой застройки и прочее.



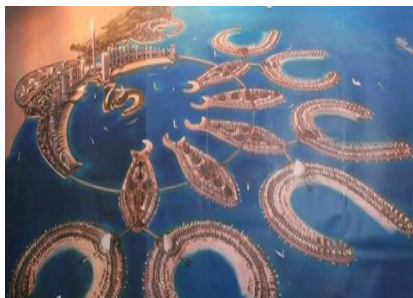


Рис.1. Макет искусственных островов в Бахрейне [4]



Рис. 2. Модель в волновом бассейне искусственной территории и пляжа под прикрытием каменно-набросных бун в г. Анапа

В нашей стране имеется опыт строительства искусственных, выдвинутых в море территорий. Результаты научных исследований и практический опыт создания таких территорий на ряде участков Черноморского побережья убедительно показали возможность и технико-экономическую целесообразность их строительства не только для стабилизации оползневых процессов, но и для использования искусственно созданных территорий в качестве приморских бульваров, набережных и прочих объектов городской инфраструктуры.

Наиболее распространенной конструкцией искусственно создаваемых территорий является набросное волногасящее сооружение, выполняемое из фигурных массивов (тетраподов, гексабитов и т.п.) или крупного камня.

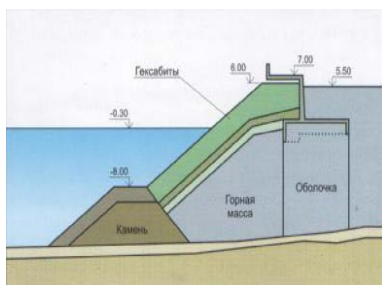


Рис. 3. Модель «Острова Югра» в волновом бассейне НИЦ «Морские берега»

Однако применение набросных сооружений в курортных зонах ведет к непригодности рассматриваемых территорий в рекреационных целях, так как они не только плохо вписываются в береговой ландшафт, но и представляют серьезную опасность для отдыхающих. Наиболее полно отвечает требованиям, предъявляемым к курортным территориям, волногасящая конструкция в виде искусственного пляжа. Морские пляжи являются одним из самых привлекательных мест отдыха. Одновременно они выполняют волногасящие функции, обеспечивая во время штормов защиту берега и расположенных в береговой полосе сооружений и коммуникаций.

Учитывая нарастающий интерес к проблеме возведения искусственных островов и полуостровов, задача о создании на искусственно образованных территориях пляжных комплексов, является своевременной и актуальной.

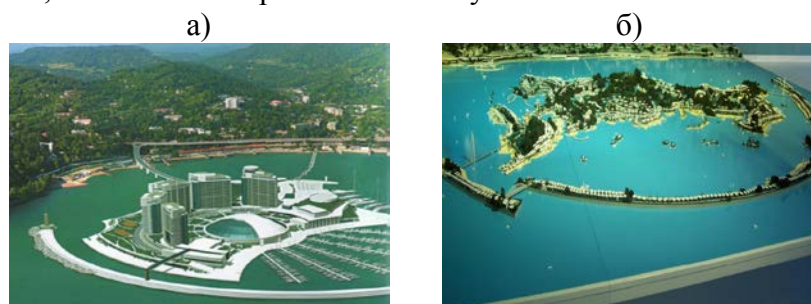


Рис.4. Возможные примеры создания искусственных островов в г. Сочи: а) Макет островной марины «Хомар»; б) Макет острова «Федерация»

Нормативной методики проектирования волногасящих пляжей на искусственных территориях не существует.

Для искусственных территорий характерно расположение границы сооружений со стороны моря на существенной глубине, а это значит, что волнозащитная конструкция должна противостоять значительным динамическим нагрузкам и исключать возможность заплеска штормовых волн на защищаемую территорию.

Задача решалась методом физического моделирования. Этот метод эффективно применяется в гидротехнике, когда ввиду сложности протекающих процессов, получение достоверных теоретических результатов связано со значительными трудностями.

Согласно теории подобия, изучать на модели процесс гидродинамического воздействия на гидротехнические сооружения следует при обеспечении геометрического подобия модели натурному объекту и подобия силовых многоугольников, то есть необходимо обеспечить равенство всех определяющих критериев. В общем случае выполнить все эти условия практически невозможно. В частности, если на модели используется та же жидкость, что и в натуральных условиях, то нельзя обеспечить подобие по числам Фруда и Рейнольдса [3].

Однако для некоторых классов задач, имеющих важное практическое значение, не требуется подобие по обоим параметрам. Одним из таких классов задач являются течения со свободной поверхностью, когда влияние сил вязкости несущественно. Примером является распространение волн на свободной поверхности или взаимодействие волн с непроницаемыми сооружениями. При экспериментальном исследовании таких процессов достаточно обеспечить геометрическое подобие и равенство чисел Фруда. При исследовании волн на поверхности несжимаемой жидкости критерий Фруда может быть записан в виде

$$Fr = \frac{h}{gT^2}, \quad (1)$$

где  $h$  – высота волн;  $g$  – ускорение свободного падения;  
 $T$  – период волн [1].

Ограничения по параметрам волн обусловлены необходимостью исключения заметного влияния молекулярной вязкости и капиллярных эффектов.

Другой, не менее важный класс задач включает случаи, когда влияние вязкости существенно, но молекулярной вязкостью можно пренебречь. Это течения с сильно развитой турбулентностью при больших числах Рейнольдса. К их числу можно отнести задачи о взаимодействии волн с обтекаемыми преградами, проницаемыми сооружениями и задачи формирования пляжей из крупнозернистых или галечных наносов. Вопрос о моделировании сил сопротивления или сил гидродинамического воздействия в этих случаях сводится к вопросу моделирования формы и массы конструктивных элементов сооружений или крупности наносов. Конечно, при этом следует иметь в виду, что существует нижний предел размеров модели, который определяется из условий: течение на модели должно быть турбулентным и автомодельным по числу Рейнольдса. При обтекании тел различной формы эти требования будут выполнены, если

$$\text{Re} = \frac{V_m \cdot L_m}{\nu} \geq 500 \pm 1000,$$

где  $V_m$  – характерная скорость на модели;  $L_m$  – характерный размер обтекаемого тела;  $\nu$  – кинематическая вязкость жидкости.

При истечении жидкости через отверстия в проницаемых экранах (струи) автомодельность по числу Рейнольдса будет иметь место, если

$$\text{Re} = \frac{V_m \cdot \delta_m}{\nu} \geq 100,$$

где  $\delta_m$  – характерный размер отверстия.

Взаимодействие волн с проницаемой наброской становится независимой от числа Рейнольдса при

$$\text{Re} = \frac{V_m \cdot D_m}{\nu} \geq 1000,$$

где  $D_m$  – крупность элементов наброски.

Процессы, протекающие в прибойной зоне с галечными пляжами, моделируются достоверно при

$$\text{Re} = \frac{D_m \sqrt{gh_{cr}}}{\nu} \geq 300,$$

где  $D$  – средняя крупность наносов;  $h_{cr}$  – высота волн по линии последнего обрушения. Плотность наносов пляжевого материала на модели и в натуральных условиях должна быть одинаковой [2].

Экспериментальные исследования проводились в волновом лотке Научно-исследовательского центра «Морские берега», имеющим размеры: длина 20 м; ширина 0,6 м; высота стенок 0,8 м. Волновой лоток оснащен щитовым волнопродуктором, позволяющим генерировать волны с заданной частотой и амплитудой.

В соответствии с принятым масштабом  $a = 1 : 40$  была построена модель фрагмента типичного берегового склона Черноморского побережья, участка искусственной территории с подпорной стеной, галечного пляжа и берегоукрепительных сооружений. Ширина подпорной стены составляла 10 см (4,0 м), с отметкой верха -10см (-4,0 м). В качестве берегоукре-

питательных мероприятий использовалась комплексная защита побережья с помощью галечного пляжа и волноотбойной стены. Здесь и далее по тексту в скобках приводятся величины, соответствующие натурным данным.

Рельеф подводного склона до изобаты 50 см (20 м) воспроизводился геометрически подобным натурному.

Для создания искусственного рекреационного галечного пляжа на модели первоначально отсыпался материал со средней крупностью  $D = 1,8$  мм, чему в натуральных условиях соответствовали наносы крупностью  $D \approx 72$  мм.

Профиль модели представлен на рис. 5.

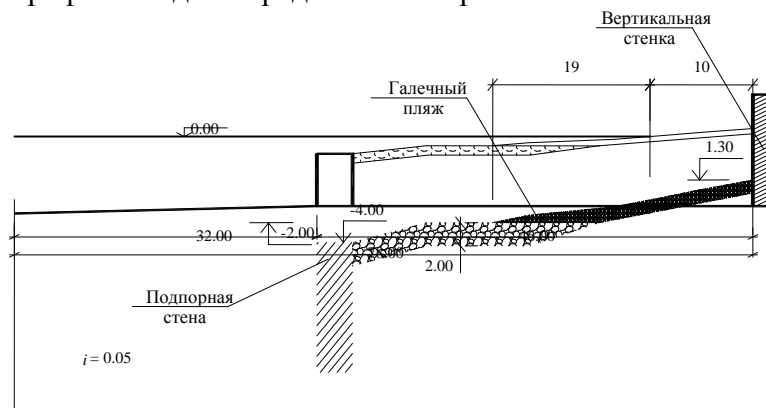


Рис. 5. Профиль берегозащитного сооружения

Параметры волн имели следующие значения:

высота волн  $h = 9,8$  см (3,9 м);

период волн  $T = 1,42$  с (9 с).

Глубина воды у подпорной стенки равнялась 40 см (16 м).

Продолжительность каждого опыта определена длительностью процесса получения относительно стабильного состояния моделируемых береговых форм, либо до получения ясности в направлении дальнейшего хода моделируемого процесса.

Изменения рельефа пляжа оценивались по результатам измерений от постоянного начала до характерных точек на профиле пляжа: положение уреза воды и окончания его подводной части.

Для сравнения результатов моделирования различных вариантов компоновки сооружений и возможности их оценки, параметры волн и продолжительность волнового воздействия в каждом опыте приняты одинаковыми, за исключением тех экспериментов, где результат моделирования был очевиден.

В процессе проведения экспериментов последовательно изменялись размеры и конструкции отдельных элементов сооружений и их взаимной компоновки, которые позволили определить оптимальные варианты берегового укрепления, обеспечивающего наиболее эффективные решения с точки зрения сохранения пляжа и общего укрепления берега.

Наряду с определением параметров конструкции рассматривался вопрос о степени влияния крупности пляжеобразующего материала на устойчивость и формирование пляжной полосы. Анализ влияния крупности галечного материала, изменяемого в диапазоне 0,625...2,5

мм (2,5... 10 см), показал, что при рассматриваемой крупности формируется устойчивый профиль пляжа.

Результаты исследований (по окончании опытов) представлены на рис. 6...11.



Рис. 6. Сооружение с «козырьком», высотой 5 см (2 м)



Рис. 7. Сооружение без «козырька»



Рис. 8. Сооружение без «козырька», под защитой проницаемого волнолома



Рис. 9. Сооружение с проницаемым «козырьком» без волнолома



Рис.10. Сооружение с «козырьком», высотой 2,5 см (1 м)



Рис. 11. Сооружение с «козырьком», высотой 7,5 см (3 м)

По итогам экспериментальных исследований было выявлено, что без «козырька» под действием расчетного шторма происходит оттягивание значительной части пляжевого материала в зону обрушения с последующим выносом его в акваторию. Наиболее оптимальными, для формирования пляжевой полосы оказалась параметры конструкции, которая представлена на рис. 7. Под действием волнения не наблюдалось оттягивания пляжевого материала,

кроме того крутизна подводного склона увеличилась, а вместе с этим увеличилась и ширина пляжа.

Сравнение результатов измерений сформированных волнениями контуров пляжа с положением исходной отсыпки пляжного материала дает наглядное представление о деформациях исследуемого пляжа, что позволяет судить о направленности процессов.

Данная конструкция после более детальных исследований может быть рекомендована как один из вариантов берегозащитного сооружения искусственных территорий.

### Библиографический список

1. Лайтхилл Дж. Волны в жидкостях. /Пер. с англ. – М.: Мир, 1981.
2. Петров В.А., Шахин В.М. Гидравлическое моделирование динамики галечных пляжей. /Сб. ЦНИИС «Вопросы совершенствования методов берегозащиты». – М., 1990.
3. Шарп Дж. Гидравлическое моделирование. /Пер. с англ. – М.: Мир, 1984.
4. [www.coastalharboreng.com](http://www.coastalharboreng.com).

УДК 627.521.1: 627.824

### ПРОГНОЗ ПАРАМЕТРОВ ПРОРАНОВ В ДАМБАХ ОБВАЛОВАНИЯ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ПРЕДГОРНЫХ УЧАСТКАХ РЕК ВЕРХНЕЙ КУБАНИ

*В.А. Волосухин – д-р техн. наук, профессор*

*А.И. Тищенко – канд. техн. наук, доцент*

*А.А. Винокуров – инженер*

*ФГОУ ВПО «Новочеркасская государственная  
мелиоративная академия», г. Новочеркасск, Россия*

В статье анализируется проблема образования прорана в теле грунтовой плотины при опасном повышении уровня воды до отметки гребня плотины. По материалам натуральных исследований приводятся факторы, способствующие образованию проранов грунтовых дамб и плотин. Выведена зависимость, предназначенная для прогноза объема прорана в низконапорных гидроузлах с грунтовой плотиной и объемом водохранилища менее 1 млн. м<sup>3</sup>.

In article the problem that is resulted at dangerous increase of a water level to a mark of a crest of a dam therefore there is a formation a prowound. On materials of natural researches the factors promoting formation проранов of earthen dams and dams are resulted. The dependence intended for the forecast of volume a prowound in низконапорных hydroknots with an earthen dam and volume of a water basin less of 1 million m<sup>3</sup> is deduced.

Наиболее опасным является положение, когда в результате паводков уровень воды повышается до уровня гребня плотины и выше, отчего происходит перелив воды через гребень,

образование прорана (рис. 1), его увеличение за короткий срок и в результате разрушение сооружения за счет возникшей промоины.

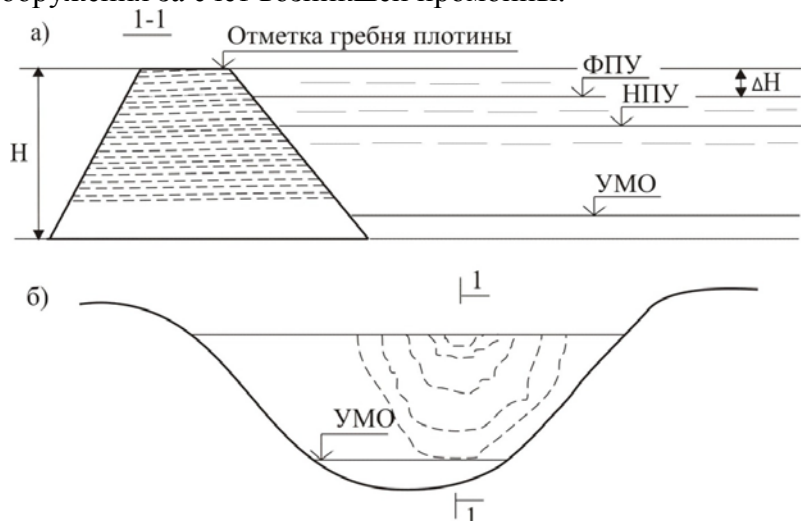


Рис. 1. Схема развития прорана  
а) – в поперечном сечении плотины;  
б) – в продольном сечении плотины

К основным факторам, участвующим в процессе образования и развития прорана, можно отнести:  $W_{pr}$  – объем прорана,  $m^3$ ;  $W_{vod}$  – объем водохранилища за вычетом мертвого объема,  $m^3$ ;  $\nu$  – кинематическая вязкость,  $m^2/c$ ;  $g$  – ускорение сил тяжести,  $m/c^2$ ;  $\gamma_{gr}$  – удельный вес грунта плотины,  $kH/m^3$ ;  $\gamma_w$  – удельный вес воды,  $kH/m^3$ ;  $Q_{pav}$  – расход паводка,  $m^3/c$ .

Искомым параметром является объем прорана. Между представленными факторами можно установить следующую функциональную зависимость

$$W_{pr} = \varphi(W_{vod}^a, Q_{pav}^b, g^c, \nu^d, \gamma_{gr}^e, \gamma_w^f). \quad (1)$$

В выражении (1) заменим символы их размерностями

$$L^3 = \varphi \left[ (L^3)^a, (L^3 T^{-1})^b, (L T^{-2})^c, (L^2 T^{-1})^d, (FL^{-3})^e, (FL^{-3})^f \right] \quad (2)$$

Чтобы последнее уравнение было однородным относительно размерностей, между показателями степени должны выполняться следующие соотношения: для:

$$F: e + f = 0;$$

$$L: 3a + 3b + c + 2d - 3e - 3f = 3;$$

$$T: -b - 2c - d = 0.$$

Имеем три уравнения с шестью неизвестными. Упростим их, исключив  $e$ ,  $a$  и  $d$ . Тогда

$$e = -f;$$

$$d = -b - 2c;$$

$$a = 1 + c - 1/3b.$$

Подставив эти замены для показателей степени в зависимость (2), получим

$$W_{pr} = \varphi \left( W_{vod}^{1+c-\frac{1}{3}b}, Q_{pav}^b, g^c, v^{-b-2c}, \gamma_{gr}^{-f}, \gamma_w^f \right),$$

откуда находим

$$\frac{W_{pr}}{W_{vod}} = \varphi \left[ \left( \frac{Q_{pav}}{W_{vod}^{1/3} \cdot v} \right)^b, \left( \frac{g W_{vod}}{v^2} \right)^c, \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_{gr}} \right)^f \right] \quad (3)$$

В уравнение (3), введем обозначения  $R = \frac{W_{pr}}{W_{vod}}$ ;  $X = \frac{Q_{pav}}{W_{vod}^{1/3} \cdot v}$ ;  $Y = \frac{g W_{vod}}{v^2}$ ;  $Z = \frac{\gamma_w}{\gamma_{gr}}$  в ре-

зультате получим зависимость

$$R = \varphi_1(X) \cdot \varphi_2(Y) \cdot \varphi_3(Z), \quad (4)$$

которая относится к общему соотношению второго класса [1], допускающему применение факторных экспериментов.

Так как функция (4) включает в себя три независимые переменные, которые в факторном плане берутся на трех уровнях, применен латинский квадрат в следующем виде

	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>
X <sub>1</sub>	Z <sub>1</sub>	Z <sub>2</sub>	Z <sub>3</sub>
X <sub>2</sub>	Z <sub>2</sub>	Z <sub>3</sub>	Z <sub>1</sub>
X <sub>3</sub>	Z <sub>3</sub>	Z <sub>1</sub>	Z <sub>2</sub>

(5)

В результате простейшая регрессионная модель может быть построена в виде функции

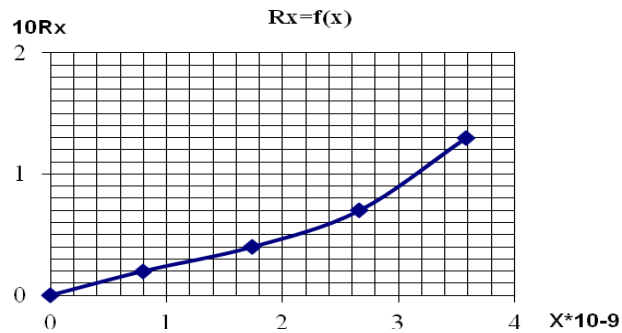
$$Y = b_0 + b_1x + b_2y + b_3z + b_4xy + b_5xz + b_6yz + b_7xyz \quad (6)$$

Построить данную модель – это значит найти параметры [2...5].

По материалам натурных исследований было установлено, что факторы, способствующие образованию проранов земляных дамб и плотин, изменялись в пределах:  $W_{vod} = 60 - 180$  млн м<sup>3</sup>;  $Q_{pav} = 418888,89 - 2051111,11$  м<sup>3</sup>/с;  $v = 1,31 \cdot 10^{-6} - 1,01 \cdot 10^{-6}$  м<sup>2</sup>/с;  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>;  $\gamma_{gr} = 17 - 18,5$  кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma_w = 10$  кН/м<sup>3</sup>;  $W_{pr} = 3,12 - 9,785$  млн м<sup>3</sup>.

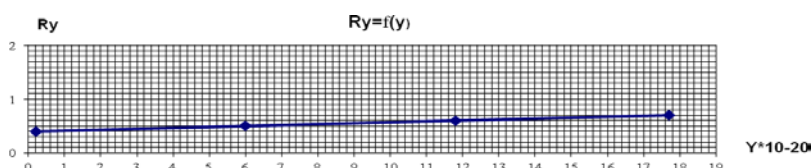
После проведения исследований при указанных 16 комбинациях условий по опытным данным был составлен квадрат, содержащий значения зависимой переменной, которой является относительная величина объема прорана  $W_{pr}/W_{vod}$ . По данным этих вычислений, для нахождения коэффициентов регрессионной модели (6) построены графики функций  $R_x = f(X)$ ,  $R_y = f(Y)$  (рис. 2).





$$R_x = 0,0039X^2 \cdot 10^{-12} + 0,0181X \cdot 10^{-10};$$

$$R_x = 0,0039 \left( \frac{Q_{pav}}{\sqrt[3]{W_{vod} \cdot v}} \right)^2 \cdot 10^{-12} + 0,0181 \left( \frac{Q_{pav}}{\sqrt[3]{W_{vod} \cdot v}} \right) \cdot 10^{-10}. \quad (7)$$



$$R_y = aY \cdot 10^{-17} + b = 0,02Y \cdot 10^{-17} + 0,38 \cdot 10^{-1};$$

$$R_y = 0,02 \frac{gW_{vod} \cdot 10^{-17}}{v^2} + 0,38 \cdot 10^{-1}. \quad (8)$$

Рис. 2. Графики функций  $R_x=f(X)$  и  $R_y=f(Y)$

Эмпирические зависимости (7) и (8), описавшие эти графики, позволили определить значения постоянных  $b_0, b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, b_6, b_7$  зависимости (6). В результате, для прогнозирования объема прорана в низконапорных гидроузлах с земляной плотиной и объемом водохранилища менее 1 млн м<sup>3</sup>, предлагается следующая зависимость

$$W_{pr} = \frac{3,9 \cdot Q_{pav}^2 \cdot W_{vod}}{\sqrt[3]{W_{vod}^2 \cdot v^2} \cdot 10^{15}} + \frac{1,81 \cdot Q_{pav} \cdot W_{vod}}{\sqrt[3]{W_{vod} \cdot v} \cdot 10^8} + \frac{2gW_{vod}^2}{v^2 \cdot 10^{17}} + 3,8 \cdot 10^{-2} W_{vod}. \quad (9)$$

### Библиографический список

1. Шенк Х. Теория инженерного эксперимента. – М.: Мир, 1972. 384 с.
2. Корреляционный метод в анализе производительности труда ВНИИ труда и управления в сельском хозяйстве. – М.: Россельхозиздат, 1974. 126 с.
3. Круг Г.К., Сосулин Ю.А., Фатуев В.А. Планирование эксперимента в задачах идентификации и экстраполяции. – М.: Наука, 1977. 208 с.
4. Мельников С.В., Алешкин В.Р., Рощин П.М. Планирование эксперимента в исследованиях сельскохозяйственных процессов. 2-е изд. перераб. – Л.: Колос, 1980. 168 с.
5. Шепелев И.Г. Математические методы и модели управления в строительстве. – М.: Высшая школа, 1980. 216 с.

*А.П. Гурьев – канд. техн. наук, профессор*

*К.И. Сим – аспирант*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г.  
Москва, Россия*

Обсуждаются существующие способы перекрытия русел рек при строительстве гидротехнических сооружений на различных грунтовых основаниях, их основные различия, а также основные проблемы, возникающие на конечной стадии перекрытия – смыкания прорана, образовавшегося при поперечном стеснении потока.

*Перекрытие русла* – искусственное преграждение потока в русле реки для направления его через постоянные или временные сооружения либо через другое русло [7] – является важнейшим этапом возведения гидроузла.

Выбор способа перекрытия зависит от множества факторов: режима расходов и уровней воды; ожидаемого перепада – разности уровней верхнего и нижнего бьефов в створе перекрытия реки; геологических условий русла в створе перекрытия (сопротивляемость размыву грунтов русла); материала, из которого предполагается возвести перемычку в створе перекрытия, а также наличия местных материалов, пригодных для этой цели.

Еще в начале XIX в. были созданы гидравлические основы возведения водных заграждений наброской камня в текущую воду [1].

Этот метод, развитый и дополненный творческой инициативой гидротехников, получил широкое распространение в нашей стране и за рубежом как основа перекрытия русел десятков рек: Невы, Свири, Туломы, Волги, Сыр-дарьи, Дона, Днепра, Иртыша, Оби, Ангары. Однако наряду с успешным освоением новой техники перекрытия русел многих рек, не всегда уделялось должное внимание вопросам экономичности перекрытия, надлежащему использованию естественных и искусственных материалов, взаимосвязи перекрытия с компоновкой гидроузла в целом и водоотводящей способностью как временных, так и постоянных сооружений гидроузла [6].

Мировая практика выработала определенные методы пропуска строительных расходов.

*Метод водоотвода* – отвод с помощью канала или туннеля строительных, а затем зачистую и эксплуатационных расходов в обход основного русла реки, перекрываемого целиком и обычно в один прием.

Этот метод позволяет сделать производство работ по бетонным гидротехническим сооружениям (отвечающим береговой или пойменной компоновке) независимым от режима реки и судоходства на ней (в случае, если оно имеется); зачастую это связано с увеличением объема работ, а также с коренным изменением течения реки по сравнению с бытовыми условиями. Заключительным этапом является возведение глухой плотины в русле, перекрываемом заранее выбранным способом.

*На первом этапе* одновременно с подготовительными работами по перекрытию основного русла, под защитой ограждающей перемычки – 7 возводится водоотводной тракт – тун-

нель или обводной канал – для последующего перенаправления русла водной артерии в искусственное сооружение.

На втором этапе происходит полное преграждение русла реки ограждающей перемычкой – 2, разбирается перемычка 7, и поток начинает проходить через искусственное сооружение. После чего возводится ограждающая перемычка – 6, и возведение гидроузла происходит насуху.

Схема водоотвода приведена см. рис. 1.

Метод водостеснения с пропуском строительных расходов в пределах основного русла отвечает русловой компоновке основных водопропускных сооружений гидроузла.

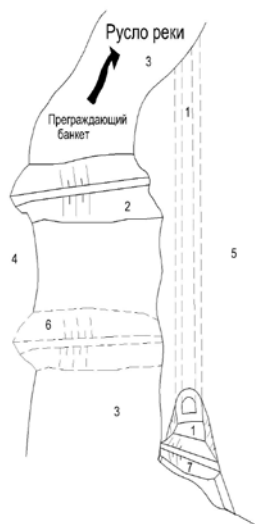


Рис. 1. Метод водоотвода:  
1 – водопроводной туннель;  
2 – преграждающий банкет воды; 3 – русло реки; 4 – левый берег; 5 – правый берег;  
6 – перемычка второй очереди;  
7 – ограждающая перемычка туннеля

Эта компоновка позволяет сократить объемы работ по гидроузлу в целом и уменьшить (в условиях эксплуатации узла) нарушение режима нижнего бьефа в сравнении с бытовым режимом реки. Однако в период производства работ здесь возникают весьма резкие деформации русла [6].

Схема водостеснения приведена см. рис. 2.

Первая очередь работ обычно связана с боковым стеснением русла перемычками и пропуском реки через строительный проток. Живое сечение последнего зачастую меньше живого сечения реки в свободном ее состоянии, при этом должно пропускать паводки, ледоход и обеспечить судоходство.

6



Рис. 2. Метод водостеснения: 1 – русло реки; 2, 3 – пионерные дамбы; 4 – перемычки; 5, 6 – правый и левый берег

*Во вторую очередь*, пользуясь периодом уменьшения расходов в реке, производится дополнительное стеснение протока с помощью дамб с оставлением в них прорана (не перекрытая гидротехническими сооружениями часть речного русла, предназначенная для пропуска воды реки в период строительства гидроузла) для пропуска относительно малых строительных расходов.

*Третья очередь* производства работа отвечает полному перекрытию русла в проране, которое осуществляется тем или иным методом.

Таким образом, производство работ по возведению сооружений гидроузла в общем случае характеризуется следующими основными стадиями:

- стадией бокового стеснения русла перемычками и пионерными выдвигаемыми дамбами;
- стадией донного заграждения русла, заканчивающейся его полным перекрытием

При этом на некотором этапе работ по перекрытию организовывается водоотвод или перепуск расхода реки по новому строительному водоотводному тракту [6].

Большой опыт строительства гидротехнических сооружений показал, что предварительное перекрытие русел рек (преграждение потока в русле реки для направления его через постоянные или временные сооружения, либо через другое русло) фронтальным, пионерным, смешанным или иным способом, является наиболее сложным и материалоёмким процессом на легкоразмываемых грунтах, требующим детальной проработки на стадии проектирования.

Это объясняется тем, что во время поперечного стеснения русла, наступает момент, когда скорость течения потока достигает своих критических значений, что неминуемо вызывает размыв и вынос частиц мелкозернистого основания. По мере стеснения русла дамбами, возрастает и скорость, которая перешагивает барьер критической и становится размывающей. Это инициирует процесс, когда проран начинает вклиниваться в основание, размывая его. При этом

глубина клина может исчисляться несколькими десятков метров и зависит от мощности залегания легкоразмываемых слоев основания.

Примерами трудоёмкости и материалоёмкости являются уже осуществленные перекрытия протоки Северного Аральского моря и р. Сырдарья, Днепродзержинской ГЭС и Пролива Кара-Богаз-Гол, а также Волжской и Горьковской ГЭС.

Основная потребность материалов некоторых перекрытий приведены в табл. 1.

Из таблицы 1 видно, что потребность в крупном несвязном материале для перекрытия русла весьма существенны.

Торцовое перекрытие русла (метод водостеснения) осуществляется за счет движения навстречу друг другу поперечно расположенных к руслу пионерных дамб, состоящих, как правило, из местных материалов, а образовавшийся проран, размеры которого определяются величиной неразмывающей скорости, заполняется несвязным материалом, крупность которого увеличивается к его центру [3]. В отдельных случаях, при соответствующем обосновании, перекрытие осуществляется за счет поперечного к руслу движения пионерной дамбы от одного берега к противоположному.

Недостатком такого метода является необходимость использования для прорана материала с увеличивающейся крупностью вплоть до применения искусственного негабаритного камня на завершающей стадии закрытия прорана, повышенная потребность объема материала, а также интенсивность доставки вследствие выноса его части потоком в нижний бьеф за пределы зоны размещения перемычки.

Пионерным механизированным способом



## **Выводы**

1. Процесс перекрытия происходит в два основных этапа: предварительное стеснение русла и закрытие прорана.
2. Выбор метода перекрытия русел определяется расходами, грунтами и перепадом уровней воды на перемычке.
3. Особенно сложными для перекрытия являются русла рек, сложенных мелкозернистыми грунтами.
4. Для экономичного перекрытия русел рек необходима разработка и внедрение новых способов перекрытия.



### Библиографический список

1. Бородин П.В. Совещание по гидромеханизации земляных работ и перекрытию русел рек. Тез. докл. НТО строительной промышленности СССР. – М., 1955.
2. Вархотов Т.Л.; Грищенко Н.С., Березнер А.С.; Осокин П.К. Плотина в проливе Кара-Богаз-Гол. Технорабочий проект. – М.: Союзгипроводхоз, 1979. Кн. II. С. 56-59.
3. Гурьев А.П. Устройство для перекрытия русел рек. – М., 2006.
4. Избаш С.В. Постройка плотин наброской камня в текущую воду. – М.- Л., 1932.
5. Халдре Х.Ю., Избаш С.В. Гидравлика перекрытия русел рек. – М.: Госэнергогиздат 1959.
6. Ясинецкий В.Г., Фенин Н.К. Организация и технология гидромелиоративных работ. – М.: Агропроомиздат, 1986.

## КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

*Ю.М. Дукарский – канд. техн. наук, профессор*

*О.В. Мареева – канд. техн. наук*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г.  
Москва, Россия*

В настоящее время широкое применение в строительстве находят легкие, быстровозводимые сооружения многоцелевого назначения с несущим металлическим каркасом и ограждением из стального оцинкованного профилированного листа. Преимущество таких сооружений обусловлено их полной заводской готовностью, мобильностью, малой материалоемкостью, простотой транспортирования и монтажа и, как следствие, низкой стоимостью.

Указанным выше достоинствам полностью отвечают пространственные преднапряженные конструкции покрытий в виде панелей пролетом 6 и 12 м. Принципиальное отличие этих панелей от балочных в том, что профилированный лист в них включен в работу шпренгельной системы в качестве верхнего пояса без дополнительных продольных подкреплений и с предварительным напряжением.

Панели пролетом 6 м (рис. 1а) имеют ширину 3 м и высоту в зависимости от требуемой несущей способности 230...380 мм. Нижний пояс шпренгеля изготавливается из арматурной стали, стойки шпренгеля, являющиеся одновременно прогонами для профнастила, и торцовые элементы – из неравнополочных уголков. Шпренгельные тяжи присоединяются к торцовым уголкам через ребра жесткости.

В процессе изготовления в панели создается предварительное напряжение за счет обратного выгиба настила при присоединении его к торцевым уголкам с приваренными к ним тягам шпренгеля. После создания преднапряжения настил прикрепляется к прогонам с помощью самонарезающих болтов.

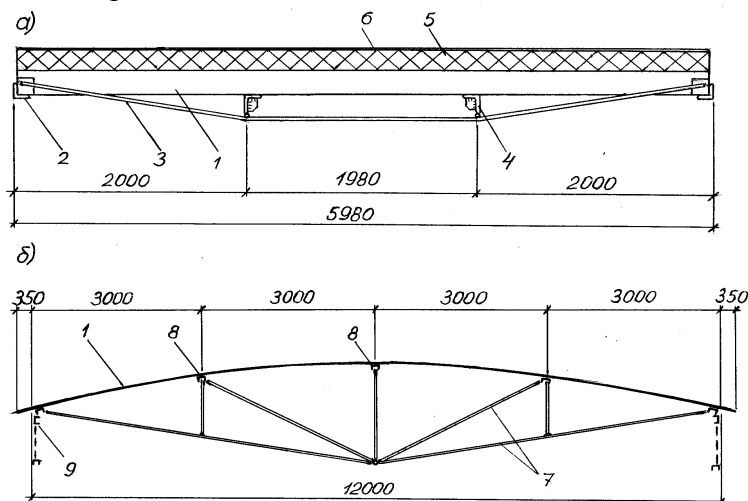


Рис.1. Конструкция панели (продольный разрез)

- а) – пролетом 6 м; б) – пролетом 12 м;  
1 – профилированный настил; 2 – торцовый элемент;  
3 – шпренгель диаметром 14 мм; 4 – стойка шпренгеля;  
5- утеплитель; 6- гидроизоляция; 7 – шпренгельная ферма;  
8 – прогон; 9 – контурная ферма.

Панель выпускается с наклеенным на настил паро-тепло-гидроизоляционным слоем, так что на монтаже производит только заделку швов между панелями. Панели опираются торцевыми элементами на верхний пояс ферм.

Панель пролетом 12 м (рис.1 б) так же имеет ширину 3 м. Нижние пояса двух шпренгельных ферм высотой посередине 1,5 м (в зависимости от требуемой несущей способности панелей) и прогоны выполняются из швеллеров (стенками вверх), элементы решетки ферм (стойкие раскосы) – из труб. Роль верхнего сжатого пояса выполняют листы профилированного настила, предварительное напряжение создается за счет придания настилу цилиндрического очертания. По торцам панели устанавливаются контурные фермы, к верхнему поясу которых прикрепляется профнастил. После придания цилиндрического очертания (выгиба) настила он закрепляется на прогонах с помощью самонарезающих болтов.

Панели могут опираться как на фермы, так и на колонны. Во втором случае с помощью панелей создается пространственное покрытие пролетом 12 м с шагом колонны 3 м.

Оба вида панелей прошли экспериментальную проверку. Основной целью испытаний панелей являлось определение их несущей способности и деформативности, а также характера распределения напряжений в ее элементах. Панели испытывались без укладки утеплителя. Разрушение панелей происходило одинаково – посередине панели в настиле образовывалась складка. Результаты испытаний позволили сделать следующие основные выводы:

1. В состоянии, близком к разрушению, конструкция работает как ферма с жестким на изгиб верхним поясом;
2. Жесткость торцовых элементов существенно влияет на равномерность распределения усилий по ширине верхнего пояса пространственной конструкции;
3. Наряду с выполнением функции верхнего пояса пространственной системы стальные профилированные листы, обладающие высокой сопротивляемостью сдвигу, обеспечивают также жесткостью покрытия в своей плоскости при воздействии горизонтальных нагрузок;
4. Разрушение конструкции происходит вследствие потери устойчивости верхнего пояса.

Рассмотренные панели являются наиболее экономичными из всех видов стальных кровельных панелей. Расход стали составляет  $0,2...0,22 \text{ кН/м}^2$  при расчетной снеговой нагрузке  $2 \text{ кПа}$ .

### Библиографический список

1. Дукарский Ю.М., Тринчер Ю.К. Ограждающие конструкции из профилированных листов. – М.: Энергия, 1976.
2. Айрумян Э.Л. Металлические профилированные настилы для покрытий производственных зданий. – М.: ВНИИ Информации по строительству и архитектуре, 1981.

3. Дукарский Ю.М., Руссоник А.Б. Здания мобильные (инвентарные) контейнерные и сборно-разборные в Минэнерго СССР. Перспективы развития. – М.: Информэнерго, 1988.
5. Дукарский Ю.М. Тонколистовые конструкции в энергетическом строительстве. – М.: Информэнерго, 1989.

УДК 627.5

### **ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ГАБИОНЫ В ПРАКТИКЕ ПРИРОДООХРАННОГО ОБУСТРОЙСТВА ЛАНДШАФТОВ**

*К.Н. Дужак – аспирант  
ФГОУ ВПО «Кабардино-Балкарская государственная  
сельскохозяйственная академия им. В.М. Кокова»,  
г. Нальчик, Россия*

Предлагаются варианты практического применения цилиндрических габионов в практике природоохранного и мелиоративного обустройства природных ландшафтов. Такими вариантами являются: закрепление растений с помощью цилиндрических габионов; крепление нижних бьефов трубчатых водовыпусков; цилиндрические габионные фундаменты.

The variants of the practical application of the cylindrical buildings are Offered from stone in net in practical person development natural landscape. Such variant are: fastening the plants by means of cylindrical buildings from stone in net; the cylindrical foundations from stone in net.

В практике природоохранного обустройства ландшафтов, в настоящее время, большое распространение получили габионы, имеющие призматические формы. Цилиндрические габионы применяются очень редко, хотя очевидным является то, что именно цилиндрические формы являются наиболее оптимальными.

В данной статье предлагаются некоторые варианты практического применения цилиндрических габионов в практике природоохранного и мелиоративного обустройства природных ландшафтов. Такими вариантами являются: закрепление растений с помощью цилиндрических габионов; крепление нижних бьефов трубчатых водовыпусков; цилиндрические габионные фундаменты\*

Предлагается способ укрепления корневой системы декоративных растений, как например голубые ели. После ураганов, часто такие деревья из-за слабой корневой системы падают (рис. 1).



Рис. 1. Голубая ель упавшая после сильного ветра в Кабардино-Балкарской Республике

елей, необходимо габионы заглублять до 2,5 м с диаметром

В предлагаемом способе буром вертикально выбуривается в почве цилиндрическое отверстие 1 на глубину 1,5÷2,5 м и диаметром 0,1÷0,3 м в зависимости от размеров и необходимой силы закрепления высаживаемого растения. Для закрепления деревьев со слабой корневой системой, например, сосен и

\*Дужак К.Н. Варианты практического применения цилиндрических габионов в практике природоохранного обустройства ландшафтов. /Межвуз. сборник научн. труд. «Инновационное мышление – современный стиль решения проблем экологии и природообустройства». – Нальчик: «Полиграфсервис и Т», 2010. С. 56-63.

0,3 м. Для более мелких растений достаточно использовать более мелкие габионы. В выбуренное отверстие вставляется плетеная либо другая металлическая сетка, которая будет боковой поверхностью цилиндрического габиона. В металлическую сетку закладываются камни до высоты 0,5 м, которая остается полую частью. В полую часть пространства сетки вставляется корневая система растения. После размещения корневой системы растения в полую часть, оставшаяся часть отверстия засыпается изъятым грунтом. В процессе роста растения и корневой системы происходит процесс закрепления его с габионом.

Толщина проволоки, из которой изготавливается плетеная или другая сетка зависит от требуемой долговечности и колеблется в пределах от 3 до 6 мм.

Цилиндрический габион, из-за большой пористости, является аккумулятором влаги, которая при избыточном количестве воды будет аккумулироваться в порах, а при недостаточном количестве влаги забираться корнями растений и подпитывать растение.

Для усиления степени закрепления корневой системы могут использоваться габионы телескопической конструкции.

В самое нижнее выбуренное отверстие вставляется плетеная либо другая металлическая сетка, которая будет боковой поверхностью цилиндрического габиона. Нижняя часть конструкции анкеруется в верхнюю. В металлическую сетку закладываются камни. Самый верхний габион остается на 0,5 незаполненным и в полую часть пространства сетки вставляется корневая система растения.

Предлагаемое устройство для закрепления корневой системы деревьев позволяет значительно повысить силу закрепления растения в грунте, что особенно актуально на слабопрочных песчаных грунтах и на склонах. Предлагаемое устройство для закрепления корневой системы деревьев является экологичным техническим решением, а эффективность закрепления растений в 1,5...2 раза больше аналогов.

Цилиндрические габионные конструкции могут найти широкое применение и в водохозяйственном строительстве, например, для закрепления водобоев водопропускных сооружений.

Разработан способ закрепления габионными тюфяками водобойных колодцев водовыпусков. Водобойный колодец собирается из цилиндрических габионных тюфяков таким образом, что полуцилиндры создают искусственную шероховатость. Полуцилиндры для усиления искусственной шероховатости ориентируются, при укладке, поперек направлению движения потока. Повышенная турбулентность потока, вызванная сильной шероховатостью, гасит энергию выходящего потока. Цилиндрические габионные тюфяки состоят из сетки, внутри которой находится камень.

*Сетка прошивается швом.* Цилиндрические габионные тюфяки соединяются между собой прошивкой проволокой по периметру. Водобойный колодец имеет дно с укладкой под цилиндрические габионные тюфяки противосуффозионное устройство и стенку. Противосуффозионное устройство предотвращает вымыв мелких фракций из-под габионов, то есть процесс механической суффозии.

Предлагаемая конструкция гасителя энергии водного потока представляет собой гибкую конструкцию, что увеличивает долговечность и эффективность гашения энергии водного потока. Криволинейный уступ водобойного колодца позволяет максимально равномерно растекаться набегающему на него потоку.

Из цилиндрических габионов, в зонах рекреации можно делать и фундаментные опоры для разных строений. Габионный фундамент может быть использован как фундаментные опоры в зонах рекреации или других местах, куда трудно доставлять бетон.

При сооружении габионного фундамента отрывается котлован в грунте, где он и будет собираться. В котловане собираются цилиндрические габионы телескопической конструкции так, что диаметр каждого последующего меньше предыдущего.

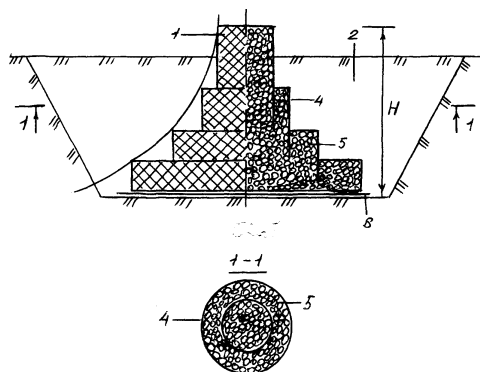


Рис. 2. Габионный фундамент:

- 1 – габионный фундамент; 2 – котлован; 3 – цилиндрические габионы; 4 – сетка; 5 – камни; 6 – противотрассирующее устройств

В самом дне котлована из плетеной или из другой металлической сетки изготавливается цилиндрический габион. Над ним сооружается верхний габион, который анкеруется в нижний, и диаметр которого меньше нижнего. Таким образом, собирается габионный фундамент, име-

ющий телескопическую конструкцию. Толщина проволоки, из которой изготавливается плетеная или другая сетка зависит от требуемой долговечности и колеблется в пределах от 4 до 8 мм. Цилиндрические габионы имеют высоту каждой секции и диаметр, соответственно, 0,5÷1,0 и 0,1÷2,0 м. В качестве сетки может использоваться плетеная металлическая или другая сетка.

Для снижения материалоемкости и равномерности передачи давления касательная к углам ступеней имеет вогнутую поверхность, она является вогнутой и у образующей угол поворота к концу, будет увеличиваться постепенно до величины  $\alpha$  конечного угла поворота. Следовательно, тангенс угла наклона касательной к кривой образующей к концу увеличивается по линейному закону

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx} = Kx,$$

где  $K$  – коэффициент пропорциональности;  $x$ ,  $y$  – соответственно, абсцисса и ордината кривой образующей в декартовой системе координат;  $\alpha$  – конечный угол поворота касательной к кривой образующей,  $\alpha < 90^\circ$ ;  $H$  – глубина водобойного колодца.

Разделив и проинтегрировав это уравнение, получим:

$$dy = Kxdx;$$

$$y = K \frac{x^2}{2} + C.$$

Найдем из последнего уравнения значение коэффициентов  $C$  и  $K$ . Зная, что в начале координат  $x = 0$  и  $y = 0$ , найдем  $C$ .

Зная, что в конце кривой, когда  $x = L$ , где  $L$  – проекция кривой уступа на ось  $O_x$ , угол криволинейного крепления равен  $\alpha$ , а следовательно,

$$\frac{dy}{dx} = KL = \operatorname{tg} \alpha; \quad K = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{L}.$$

Таким образом, уравнение кривой в декартовой системе координат имеет вид

$$y = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2L} x^2.$$

Отсюда

$$L = \frac{2H}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

Имея в виду последнюю формулу, уравнение кривой в декартовой системе координат можно переписать как

$$y = \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{4H} x^2,$$

где  $H$  – высота габионного фундамента.

## МЕСТА ОБИТАНИЯ РЫБНОЙ МОЛОДИ И ПУТИ ЕЕ МИГРАЦИИ В СВЯЗИ С ЗАЩИТОЙ НА ВОДОЗАБОРАХ

*А.А. Ерхов – канд. техн. наук  
Российская государственная ГАЗУ, г. Балашиха, Россия*

Рассматриваются общие закономерности и особенности местонахождения различных видов рыб в различных водоёмах в различных условиях.

The general patterns and features of a site of various kinds of fishes in various reservoirs in various conditions are surveyed.

### **Введение**

Водозаборы создают сильные течения, образуемые сифонами или насосными станциями первого подъёма; но это при отсутствии инженерных сооружений или конструкций типа ковшей, делителей потока и др. Но и при их наличии скорости потока остаются таковыми, что молодь, по своей слабосильности, не может бороться с потоком, затягивается в водоприемник и гибнет.

Поэтому, несмотря на то, что водозаборы промышленно-коммунального водоснабжения должны давать воду без перебоев вне зависимости от времени суток и в течение всего года, их работа обязана быть технически регламентирована по условиям рыбозащиты. И график работы, должен соответствовать расписанию, составленному исходя из анализа местонахождения и активности рыб различных видов.

Поскольку воду, вследствие конструкции водоприемника или сезонного климатического и погодного (атмосферные осадки) хода уровней воды в водотоке, приходится брать с разных глубин, при этом учитывать суточную активность рыб, особенно в стае, и необходим график отбора воды (по аналогии с суточным регулированием рек).

Таким образом, защита рыб во многом должна определяться характером её поведения, в том числе, питанием и, разумеется, другими даже более важными поведенческими реакциями.

Биологический фактор играет не просто опосредованную роль в поведении, а напрямую определяет, где рыба находится, и будет ли при этом затянута в водоприемник. Поэтому рассмотрим важнейшие закономерности перемещения и нахождения рыб при различных гидрометеороусловиях.

Поведение и выбор мест обитания каждого вида рыб индивидуально, однако существуют и некоторые общие закономерности.

### **1. Общие закономерности**

Первым показателем наличия и указателем местонахождения рыбы являются чайки, вторым – появление на поверхности мелких пузырьков (лещ, линь, карп, язь, сом), кругов, третьим – чмоканье в прибрежной зоне, производимое поеданием рыбой слизи с нижней поверхности листьев, стеблей, ветвей и самих растений: рдеста, хвоща, кувшинок, камыша,



осоки, ситника и др. Поэтому, четвертый показатель – наличие растительности. Рыба никогда не будет находиться зимой в тех местах, где держится летом: уже осенью крупные хищники пойдут с поверхностных слоев на среднеглубинные течения; сезонная смена мест обитания характерна для всех видов рыб.

### **1.1. Характер движения в стае**

Стаи идут в реке по определенным траекториям, не всегда пролегающим по самым глубоким местам или фарватерам. Продвигаются рыбы неравномерно, рывками, бросками: быстро проходят перекат, мелкое место, отдыхают в яме, в омуте под берегом, затем выходя на струю, рыба пересекает её и уходит к противоположному берегу. Далее происходит медленное движение по ровному слабому течению, потом остановка под плотиной или в местах с обратным течением. На прямых, ровных, открытых участках рыба не задерживается – нет места для укрытия. Здесь она не обращает внимания даже на корм.

### **1.2. Сезонное влияние**

Летом многие виды рыб предпочитают находиться в прибрежной зоне на средних глубинах, то есть там, где много водной растительности. Непосредственно возле берега на мели держится молодь всех рыб, поскольку там нет хищников, много кислорода и вода теплее. Впрочем, мальки выходят и на быстрины, перекаты, но это ненадолго, и сразу скатываются на плесы и в омуты. Чуть дальше от берега в прогалах водной растительности обитает не слишком требовательная к содержанию в воде кислорода и ее чистоте крупная плотва. Сюда же заплывают окунь, карась, красноперка, линь (линь вообще неприхотлив, он живет в воде, в которой любой другой вид погибает; линь в стае не собирается, живет оседло в заросших заводях, старицах и т.д., и далеко от стоянок в поисках корма не отходит), мелкие щуки, карпы, густера. На глубине вдали от берега и вода чище, и кислорода больше, поэтому здесь постоянно обитают виды рыб, чувствительные к состоянию среды: судаки, язи, сомы, налимы, лещи, ерши, подусты, пескари. На глубине ниже перекатов находится крупная рыба: судак, голавль, щука, окунь, сом, налим, язь, карась, лещ, плотва. Несмотря на то, что разные виды имеют свои постоянные места обитания, при поиске пищи они могут заходить куда угодно. Естественно, хищники пойдут туда, куда пойдет мелкая рыба. Например, щука для охоты будет прятаться на плесах в водной растительности и в её прогалах, в устьях притоков, где она всегда найдет объект охоты.

В погожие летние вечера некоторые рыбы могут подниматься в приповерхностные слои, и начать играть (их привлекает обилие летающих или упавших в воду насекомых). Сюда же в ясную лунную ночь или во время грозы из ям и глубоких омутов часто поднимаются сомы. Здесь же, только днём, находится жерех – один из наиболее крупных представителей семейства карповых. Жерех, несмотря на то, что очень осторожен, является активным, подвижным хищником, и в верхних слоях он гоняется за мелкой рыбой. В наиболее жаркую солнечную погоду вода на мелководье настолько прогревается, теряя кислород, что рыба, особенно голавли и язи, уходит в тень подветренных берегов, нависших ветвей деревьев, мостов, на глубину, прячась в тени водной растительности.

С наступлением осени, в сентябре, растительность увядает и опускается на дно (и населяющие ее черви, личинки насекомых, рачки зарываются в донный грунт), вода отцветает (и становится прозрачной), поэтому рыба меняет места обитания: окуни, плотва, подъязки уходят под опавшие листья в заводи, караси, ельцы, голавли жерехи – в тихие, глубокие места.

Во второй половине дня (когда вода прогреется) рыба стремится к местам кормежки – где много семян увядших водорослей и насекомых. Ближе к октябрю рыба начинает активно перемещаться по всему водотоку в поисках зимовальных ям: первыми упитанные (стерлядь, судак, сом, карп, лещ, карась, линь), позже те, кому необходимо нагуливаться (щука и др.). А не достигшие упитанности продолжают кормиться, нагуливаться. Щука еще продолжает осенний жор.

Когда вода настолько остывает, что возможно появление шуги, происходит перестройка организма рыб: все процессы замедляются, поэтому рыба ищет тихие места, прижимается ко дну среди топляка, в заливах и старицах. Приспособление заканчивается через 3...5 дней после ледостава. И в течение последующего месяца сом, карп, карась, линь, впадая в оцепенение, становятся в местах зимовий (как правило, в ямах), красноперка уходит на глубину, и также подготавливается к зимовке, густера, окунь, ерш, плотва, подлещики, голавли, подъязки (то есть относительно мелкая рыба), наоборот, выходит на неглубокие места. Рыба цепенеет не только от низкой температуры, но и от недостатка кислорода. И в этом состоянии пребывает до осени, то есть до появления закраин. В таком состоянии рыба наиболее уязвима для водозаборов.

С первых чисел ноября, с появлением заморозков, часть водоемов покрывается льдом. По перволедью, длящемуся около месяца, рыба находится примерно в следующих местах водоемов. Сом, линь, карп, карась, как правило, уже стоят на своих зимовищах, в ямах и пребывают в оцепенении. Красноперка тоже ушла на глубину. Мелкая рыба в это время обычно выходит на неглубокие места. В реках она держится на участках с тихим течением, недалеко от берегов. Крупная рыба занимает более глубокие участки.

Следует учитывать, что в целом мелкая рыба держится у мест с тихим течением, у зарослей и берегов, крупная занимает места глубоководные. Однако если смотреть детально на поведение отдельных видов рыб в послеледоставный период можно отметить следующие наиболее важные особенности. Поведение рыб обусловлено в большой степени ее питанием: налим начинает преднерестовый жор, судак и окунь, выходя из ям и из-под коряг, также активно охотятся на мальков, то есть продолжают жировать, щука, не имея возможности, прятаться среди растительности, носится по всему водотоку (щука обитает и охотится в одиночку только на тиховодье и, если нет растительности, прячется у обрывистых берегов, среди топляка, валунов), пескари кормятся на средних глубинах, на плесах с тихим течением рек и ручьев с каменистым и песчаным дном, и лещ и густера – на глубине. Продолжают кормиться даже ерш, елец, голавль, жерех, язь.

Зимой средняя и мелкая рыба встает в руслах на неглубоких участках с тихим течением, то есть у берегов, в затонах, возле водной растительности, крупная – также на участках с тихим течением, но на глубине, в ямах. На выбранных участках рыба держится постоянно, встав против течения, причем такие рыбы как хариус, окунь, язь стаями, щука, рипус – в одиночку. Крупная рыба выходит на мелководье, к зарослям только на кормежку, и то только при повышении температуры воздуха.

К середине зимы уже вследствие разложения водной растительности дефицит кислорода нарастает, и рыба поднимается с глубины ближе ко льду или ищет мест с чистым дном, с ключами, притоками, под плотинами, то есть подальше от гниющей флоры, вообще ищет более широкого пространства.

К концу зимы многие виды рыб (в том числе щука, окунь) и, прежде всего, ее молодь начинают подъем вверх и к более мелким местам.

Весной лёд оседает, и у крутых берегов образуются воздушные полости, в которые очень любит заходить рыба. Чуть позже рыбу привлекают береговые промоины с нависшими кустами, она может стоять в ямах и оврагах на залитых лугах, в траве, среди деревьев и кустов. На залитых лугах и под берегом всегда много корма. Черви и личинки, оказавшись в воде, стремятся покинуть свои убежища, что также привлекает сюда рыбу.

Летом многие рыбы вновь перебираются в прибрежную зону, на средние глубины, к водной растительности. У самых берегов, на мели и в травянистых местах держится молодь всех рыб, мальки, так как тут имеется укрытие от хищников, вода теплее, кислорода хватает.

Мальки выходят ненадолго и на быстрины, перекаты, а затем вновь скатываются в омута, на плесы. Подальше от берегов, но в водной растительности или около нее («в окнах», прогалинах), живет не очень требовательная к кислороду и чистоте воды некрупная плотва. Линь, карась, красноперка, травянистый (мелкий) окунь, мелкие щучки, некрупный карп, да и густера тут бывают часто.

### **1.3. Погодные факторы**

В связи с большим значением биологического фактора гибели рыб на водозаборах рассмотрим важнейшие закономерности перемещения и нахождения рыб при различных гидрометеороусловиях.

Если погода устойчива, то в светлое время рыба становится активнее. Большинство рыб болезненно переносят резкие колебания атмосферного давления. В такие периоды рыба плохо кормится или не кормится совсем. При давлении свыше 750 мм рт. ст. рыба уходит на глубину. Любая устоявшаяся даже ненастная погода лучше, чем переменная, неустойчивая. Рыба любит дождь: холодный смывает в воду червей и личинок, тихий, теплый – рыба смеется.

Если из-за дождей в верховьях чистая вода затопила берега – туда пойдёт вся рыба, не только мелкая, но и крупная.

Перед ливнем и во время ливня – как привило, настоящий жор. Однако в обильные дожди жор резко прекращается.

Вода прибывает – рыба идет против течения, спадает – скатывается вниз.

Летом с понижением температуры и усилением ветра самочувствие рыб, а значит интенсивность питания, улучшается, особенно когда потоки ветра дуют против течения, тем более на быстром участке реки.

Но при очень сильном ветре река мутнеет – интенсивность питания снижается (рыба ищет пищу только по запаху). То же самое – если порывы ветра резко меняют направление. Тоже с сильным ветром. Ветер направлен против течения – рыба из русла уходит в тихие заводи и лагуны. Ветер вдоль течения – рыба на дне. Ветер с берега рыба идёт к противоположному берегу, в защищенную лесом заводь.

В безветрие и жару рыба уходит с глубин, особенно в непроточных водоемах: там слишком мало кислорода; в это время рыба кормится на мелководье.

При смене ветра обычно изменяется температура воздуха и, как следствие, температура воды. Это по-разному сказывается на поведении рыбы. Если ветер с юга, то усиливается жор

карпа, карася и других теплолюбивых рыб и, наоборот, при северных ветрах эти рыбы не питаются, а налим – кормится.

Для рыб вообще существуют ветры-друзья и ветры-враги: друзья – теплые южные и мягкие западные; враги – злой северный и восточный-суховея.

#### **1.4. Морфометрические характеристики**

В больших водоемах теплолюбивая рыба держится в их южных частях, а менее теплолюбивая – в северных.

В малых реках рыба держится на глубине, в бочагах; в больших – теплолюбивая рыба ищет теплых мест, холодолюбивая – прохладных (интересный факт, что золотой карась более теплолюбив, чем серебряный). Имеется такая закономерность: в широких руслах рыба держится в узких местах, в узких руслах – в расширяющихся, в глубоких руслах – на отмелях, в мелких – на глубине. Если река большая – рыба там, где она уже, малая – рыба на широких плесах и в омутах. Глубоководные рыбы (лещ, густера, язь, плотва, окунь и др.).

Всякие неровности, бровки и возвышения дна среди глубин привлекательны для подлещиков, окуней и даже крупной плотвы. Любят стоять также близ россыпей камней и в ямах среди песчаной равнины, возле полосок гравия на глади ила, у мелей и перекатов.

О характере дна и возможных скоплениях рыбы можно судить по береговым ориентирам. Так, изгибы береговой линии свидетельствуют о чередовании повышения и понижения дна, впадина на береговой линии – о наличии обрыва. Выступ или коса на берегу указывают, что мель уходит под воду к середине реки; заливы – на то, что именно здесь более глубокое место. Если над водой возвышаются островки или крупные валуны, значит, за ними вода движется в обратном направлении и образуется заводь. На стыке прямого и обратного движения воды, как правило, держится рыба. Рыба любит стоять на крутых поворотах, у обрывистых берегов, у плотин в их нижних омутах, у мостов около свай, устоев, на местах водопоя скота и его стоянок, у пристаней, под плотами.

На крутом повороте реки поверхностные струи ударяются в обрывистый берег и по дну поперек потока возвращаются с упавшими в воду насекомыми и подбивая молодь; значит, рядом могут быть и хищники.

Устье притока или ручья – здесь рыба часто задерживается, так как течением сносится обильный корм.

Искусственное заграждение (мельничная плотина или жалюзи шлюза) – рыба всегда стремится идти против течения.

Кроме того, местом жировок являются коряжистые глубокие участки, ямы у берегов, узкие протоки с сильным течением.

Более требовательные к кислороду и чистоте воды виды рыб (судак, ерш, язь, лещ, сом, подуст, пескарь, налим) водятся еще дальше от берега, на глубине. Крупная рыба (плотва, лещ, карась, язь, голавль, судак, сом, налим, щука, окунь) также обитают в дали от берегов и на глубине, ниже перекатов, поджидая сносимый сверху корм. Во время кормежки крупная рыба появляется во всех доступных ей местах, в том числе и у берегов, на отмелях, в водной растительности, а хищники бывают там, где редкая рыба. В погожие летние вечера некоторые рыбы поднимаются к поверхности воды и играют.

В верхних слоях они бывают и во время лета над водой насекомых, особенно поденок, лакомятся упавшими в воду букашками. В жару (июль, август) особенно на мелких местах и

в непроточных водоемах, где вода нагревается и количество кислорода в ней уменьшается, рыба уходит в тень под нависшие над водой ветви деревьев (особенно язи и голавли) к подветренным берегам, под мосты и плоты, к водным растениям и в глубину.

### **1.5. Отношение к водной растительности**

Больше всего рыбы в травянистых местах или поблизости от них: как было сказано, растения выделяют кислород. Кроме того, очень многие растения с обитающими на них личинками насекомых идут в пищу рыбам (хвощи, рдесты, ситник, камыш, кувшинки и др.). Рядом с ними с удовольствием пасутся плотва, красноперка, карась, лещ, карп, голавль. А вот зарослей роголиста и элодеи рыба избегает. В зарослях стрелолиста часто бывает щука. Хвощ особенно притягивает лещей (хвощ вообще является лечебным, он залечивает раны у рыб, поэтому к нему стремятся все виды рыб). Кувшинки привлекают окуней, красноперок, плотву, однако если они не всплывают, туда рыба не идёт. Заросли камышей притягивают самых разных рыб как мелких, так и крупных. Для хищников они служат засадой для нападения, рыбы поменьше используют их как укрытие и одновременно как кормовую базу. Однако не стоит путать камыш с тростником: рыба боится шума тростника, и в ветреную погоду туда не идёт.

К факторам, определяющим местонахождение рыб, относятся также сокодвижение в деревьях, прилет и отлет птиц, цветение растений, появления насекомых.

Для любого вида рыбы характерно одинаковое поведение в отношении движущихся судов: тихоходных рыба не пугается и отходит в сторону от пути следования, а вот от быстроходных бежит.

## **2. Особенности поведения некоторых видов**

К общим закономерностям можно добавить следующее. Рыба избирательно относится к цвету воды (уклейка любит темный, лещ и плотва – зеленый, окунь, язь, голавль – с красным оттенком), шуму (любопытны хищники и падальщики: щука, окунь, налим, осторожны: лещи, язи), а, имея хорошо развитое обоняние, любая рыба будет избегать затхлых мест.

### **2.1. Семейства карповых**

*Голавль* предпочитает участки с быстрым течением, песчаным, каменистым и неровным дном. Предпочитая притоки и средние реки, в низовье не встречается, не заходит в озера, заводи. То есть голавль любит быстрыны, и там находится за большими камнями. Нерест – с марта до начала июня на песчаных и каменистых перекатах. Летом голавль, предпочитая течения посильнее, держится мелководья, а в солнечные дни и у поверхности, предпочитая всётаки чистые струи. Когда становится по-настоящему жарко, голавль находится на постоянных течениях, начинает холодать – уходит в омуты и ямы, где зимует, и лишь в затяжные оттепели подходит ближе к поверхности льда. Вообще, прожорливые и всеядные виды рыб подвергаются значительной опасности, а к ним, как раз и относится голавль.

Жерех летом держится вблизи перекатов и отмелей, однако, в глубоких ямах или у плотин. Но может заходить на плёсы исключительно в поисках пищи. В плохую погоду и ночью опускается на дно, однако днём переходит к поверхности. Взрослые особи ведут одинокий образ жизни, молодь – стайный. *Жерех* – хищник, предпочитает охотиться утром или днём.

*Чехонь* – рыба стайная, ведет оседлый образ жизни на глубоководных стремнинах и водоротах под заросшими кручами на плёсах. Мелководий и прибрежных зон избегает. Летом

по глубине всегда находится в движении: поднимается к поверхности за насекомыми и опускается на дно. Зимует в ямах.

Уклейка водится в любом водотоке, к тому же численность ее значительна. Уклейка имеет промысловое значение, но не в качестве ценного биоресурса – у нее в чешуе содержатся крупницы жемчуга. И поскольку уклейка рыба мелкая, добыча ведется тоннами.

*Лещ* – оседлая раба, обитает на чистых тихих глубоких участках с глинистым или песчано-илистым дном у крутых берегов, избегая густые заросли; рыба стайная, причём стая перед зимовкой значительно увеличивается. В хорошую погоду поднимается к поверхности, в плохую – опускается на дно.

*Густера* также держится глубоких мест с медленным течением, и также любит песчано-глинистое дно с примесью ила. Чем густера крупнее, тем держится более глубоких мест. Молодь сбивается в стаи, впрочем, в тёплое время стаи невелики. Зимует в ямах, нерестится в мелких заливах и заводях.

И лещ, и густера даже в ненастную погоду могут подходить к берегу, то есть туда, где чаще размещаются водоприёмники водозаборов.

## **2.2. Некоторые другие хищные виды рыб**

Налим относится к отряду тресковых, но из них он единственный обитающий в пресных водах. Водится в бассейнах Балтийского, Азовского, Каспийского, Белого морей и Северного Ледовитого океана, а также в реках Амур, Уссури, и на Сахалине. Предпочитает холодную, чистую, медленно текущую воду, ямы с ключами. Нерест во второй половине декабря на песчаном или галечниковом дне. Вообще это донная рыба, любящая тень и холод, и кормится он (рацион богат: рыба, икра, лягушки, рачки, черви, насекомые) в течение всего года в холодную ненастную погоду (по ночам), когда температура воды не превышает 12°C; с потеплением прекращается активный поиск пищи. Режим питания в любое время года один и тот же: ночной – с момента захода солнца. На самую поверхность не поднимается никогда, хотя очень любит кислород. Весной налим начинает менять места постоянного обитания, предпочитая крутояры, летом – места под корягами, камнями (всегда на глубине), и всегда предпочитает те места, где имеются ключи: от теплой воды налим становится малопо-движен. Тоже осенью.

Окунь не любит сильных течений, и держится возле берегов, поросших кустарником, в заливах, старицах, возле свай и мостов на некотором удалении от дна и мелководий (впрочем, охотясь за мальками, может появляться и здесь). Крупные особи ведут замкнутый образ жизни, мелкие любят сбиваться в стаи возле редкой водной растительности. Кормится окунь чаще на заре.

Весной в период цветения черемухи у щуки проходит нерест, и спустя 1...2 недели она становится необычайно прожорливой (активна днем), и жор продолжается до ледостава (впрочем, эта закономерность действительно для всех видов рыб). Весной щука держится тихих неглубоких мест, то есть там, где вода хорошо прогревается.

Угорь является ночной рыбой: днем спит, зарывшись в ил (поэтому твердого каменистого дна угорь избегает), ночью начинает кормиться. Молодь угря предпочитает заросшую береговую зону (если трава мокрая, может даже выползть на берег), взрослые особи любят глу-

бину. Помимо того, что угорь, выползая на землю может преодолевать по суши (изгибаясь, как змея) до 10 км, его необычность ещё в совершенно удивительном месте нереста – в Саргасовом море (впрочем, не только для европейского угря, но и американского). Преодолев Атлантический океан, угри мечут икру; обратно молодь размером 6...8 см возвращается огромными косяками, и входит в реки Европы. Выбрав место обитания, угорь не покидает его в течение 5-25 лет.

### Выводы

Известны более девяноста семейств рыб, и лишь малая их часть пресноводные. И, тем не менее, в данном кратком обзоре нет возможности сколько-нибудь подробно рассмотреть хотя бы один.

Данный обзор целиком является одним большим выводом. И к этому нечего добавить. Разве что следующее.

Неважно, имеет ли рыба промысловое значение или нет – любая нуждается в защите.

### Библиографический список

1. Павлов Д.С., Пахоруков А.М. Биологические основы защиты рыб от попадания в водозаборные сооружения. – М.: Легкая и пищевая промышленность, 1983. 264 с.
2. Павлов Д.С.. Биологические основы управления поведением рыб в потоке воды. – М.: Наука, 1979. С 319.
3. Колпачков Ю.М. О критерии гидравлико-биологического моделирования. /Сб. «Поведение и миграции рыб». – М.: ИЭМЭЖ, 1982. С 33-39.
4. Мантейфиль Б.П., Павлов Д.С., Пахоруков А.М. Биологические основы устройства рыбозащитных и рыбопропускных сооружений. /Сб. «Биологические основы применения рыбозащитных и рыбопропускных сооружений». – М.: Наука, 1978. С 5-18.
5. Мотинов А.М., Пахоруков А.М., Сватеев Ю.И. Натурные гидравлико-ихтиологические исследования глубоковрезанного ковша. /Сб. «Водозаборные сооружения на водоемах и водотоках». – М.: ВНИИ ВОДГЕО, 1990. С 49-56.
6. Пахоруков А.М., Рипинский И.И. Влияние турбулентности потока на вертикальное распределение молоди рыб. /Сб. «Водозаборы для промышленного строительства с рыбозащитными устройствами». – М.: ВНИИ ВОДГЕО, 1985. С 41-47.
7. Черноусов А.Н. Влияние фильтрующих преград на поведение молоди рыб. /Тр. института ВОДГЕО «Водозаборные и водопропускные сооружения». – М.: ВНИИ ВОДГЕО, 1988.

УДК 627.83

### МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ГИДРОДИНАМИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОТОЧНОГО ТРАКТА ВОДОСБРОСА № 2 БОГУЧАНСКОЙ ГЭС (ФИЗИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ)

*М.В. Земляникова – канд.техн.наук, доцент  
ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства» г.  
Москва, Россия*

*В.А. Фартуков – канд.техн.наук, доцент  
ЗАО «Бюро сервиса и эксплуатации» BSM,  
г. Москва, Россия*

В статье представлен материал, описывающий методику проведения гидродинамических исследований модели водосбросного тракта № 2 Богучанской ГЭС, а также представлено схемотехническое моделирование водосбросного сооружения. Представленная методика описывает применяемую аппаратуру, её технические параметры и их оценку.

The article presents material describing how to conduct hydrodynamic research model spillway channel number 2 Boguchanskaya HPP. Presented by the circuit simulation spillway structure. The presented method describes the apparatus used, its technical parameters and their evaluation. Preparing equipment for measurement. Research.

На основе схемотехнического моделирования проведенного с помощью программы Micro Cap-8, была составлена макромодель исследуемого водосбросного сооружения, представленного своим диапазоном возможных амплитудных и частотных характеристик. Составленная макромодель позволила (на предварительной стадии проведения замеров параметров водного потока) провести анализ сложных процессов изменений нагрузок на элементы сооружения с достаточно высокой степенью точности.

Исходя из проведенного предварительного анализа исследуемого сооружения, была разработана электронная схема преобразователя (измерителя) давлений, а также отладка его с использованием MicroCap-8. В результате были собраны приборы и произведена их настройка на необходимый диапазон измерений величин давлений и частот. Измеряемые параметры водного потока из-за малого масштаба модели имеют незначительные величины изменений (изменения выходного напряжения определяются милливольтами и микровольтами), а возможные частоты изменений давлений лежат в широком диапазоне. Поэтому возникла необходимость в усилении сигнала поступающего с датчика, а также в фильтрации присутствующих различных частотных наводок.

В качестве фильтра был применен активный фильтр 3-го порядка Баттерворта, а также операционный усилитель на 20 дБ. Разработанный на микропроцессоре измеритель давления позволяет производить измерения параметров водного потока датчиками давления ДД-10. В качестве регистратора измеряемых величин применялся 4-канальный осциллограф АСК-3107 фирмы Актаком. Обработка и анализ результатов измерений проводились с помощью программного обеспечения ViewLab, PC-Lab2000, а также Mathcad 14 фирмы MathSoft Engineering.

Микропроцессорный измеритель давления МИД-1.4, предназначен для работы в комплекте с индукционными датчиками давления ДД-10.



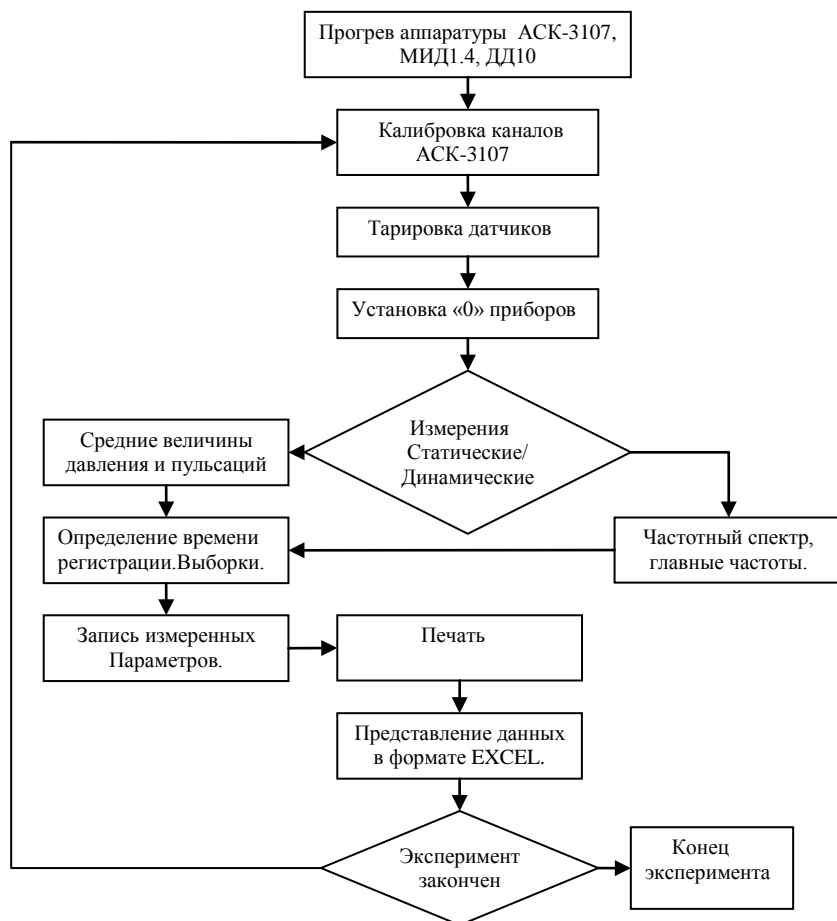
Измеритель формирует высокостабильный сигнал для работы датчиков, обеспечивает выделение постоянной составляющей для измерения статического давления, формирует огибающую для дальнейшей оценки пульсационной составляющей выходного сигнала.

Для удобства работы имеется подстройка уровней выходных сигналов. Выставленные значения контролируются цифровым мультиметром с большим входным сопротивлением.

Для измерения пульсационных составляющих давления, их выделения и нормирования уровня между приборами МИД-1.4 и АСК-3107 был установлен специально разработанный и настроенный масштабирующий линейный усилитель и активный фильтр низкой частоты. Усилитель собран на малошумящем операционном усилителе TL072 производства Texas Instruments, при расчете фильтра выбрана переходная характеристика Баттерворта 3-го порядка с частотой среза 100 Гц, и наклоном 16 дБ на октаву. Фильтр реализован на аналогичном интегральном операционном усилителе.

В качестве основного измерительного средства используется прибор АСК-3107 производства фирмы АКТАКОМ (Россия). Этот четырехканальный цифровой запоминающий осциллограф обеспечивает захват, синхронизацию, отображение на экране компьютера всех необходимых сигналов. Прилагаемое программное обеспечение позволяет производить вычисления основных статистических величин, построение гистограмм, усреднение параметров по необходимому количеству выборок. Все частотные и амплитудные характеристики выдаются в числовом виде в необходимых диапазонах.

Для работы прибора АСК-3107, записи результатов измерений, вывода графиков на печать, обработки результатов использовался компьютер класса PENTIUM 4, лазерный принтер. Отображение информации обеспечивал 17 дюймовый монитор. На компьютер установлены необходимые программы драйверов приборов и математическое обеспечение.



Блок-схема проведения исследований

Датчики ДД-10 с помощью соединительных кабелей подсоединены к МИД 1.4.

При измерении статических давлений выходы МИД-1.4 коаксиальными кабелями длиной 0,5 м с байонетными разъёмами соединяются с АСК-3107. Через интерфейс USB по сигнальному кабелю подается сигнал с АСК-3107 на персональный компьютер.

При измерении пульсационных составляющих, в схему измерений включается дополнительный усилитель-фильтр для выделения, усиления и фильтрации огибающей, в которой находятся сигналы пульсаций.

Блок усилителя-фильтра переключается к тому или иному каналу в зависимости от измеряемого датчика.

Важным моментом является необходимость **ОБЯЗАТЕЛЬНОГО** заземления прибора МИД-1.4 для надежной работы АСК-3107 и обеспечения минимальных наводок со стороны насосного и осветительного оборудования.

После подсоединения всех кабелей и проводов, необходимо подать питающее напряжение 220В и обеспечить прогрев измерительного комплекса в течение 2-х ч.

Последовательность работ и подготовка к проведению исследований представлена блок-схемой рисунок.

Погрешность измерений осредненных и интегральных характеристик поля пульсаций давления не превышает 10% при доверительном интервале 0.95 или 3 сигм.

Спектральные характеристики регистрировались с погрешностью не более 2 дБ, для частотного диапазона от 0.2 до 300 Гц.

В связи с применением трёхпроводной схемы подключения, датчики соединяются с помощью двойных экранированных кабелей, причем корпуса датчиков имеют соединения с экранирующими проводниками («землей»). Кабели имеют длину порядка 5 м.

Проведение измерений пульсаций давлений на модели осуществлялась согласно блок-схемы приведенной на рисунке.

Устанавливались гидравлические режимы работы модели сооружения, то есть необходимые уровни и расходы пролетов. Включалась аппаратура, устанавливались датчики, которые подключались к измерителю давления МИД-1.4. Выжидалось время необходимое для прогрева аппаратуры и стабилизации ее параметров. Необходимое время составляло около 2-х ч. Далее проводилась тарировка датчиков и установление их «нулей». Тарировка датчиков проводилась как для «прямого», так и для «обратного» их нагружения давлением. Тарировка проводилась на стенде. Полученные результаты записывались в файл на компьютере и в дальнейшем обрабатывались с помощью MathCad 14, с целью получения коэффициентов пересчета из значений милливольт в сантиметры. Пример результатов обработки приведен в разделе «Тарировка датчиков». По окончании проведения измерений также проводилась повторная тарировка датчиков, целью которой являлось проверка «нулей» датчиков. Необходимо заметить, что тарировка датчиков осуществлялась в той же водной среде при той же температуре, что и сам измеряемый процесс, с целью компенсации температурной составляющей.

По завершении этого производилась настройка регистрирующей аппаратуры АСК 3107, то есть устанавливались диапазоны регистраций по амплитуде сигнала, синхронизации, длительности развертки. Контроль осуществлялся по индикаторам на панели прибора. При наличии одновременно зажженных светодиодов зеленым светом, весь сигнал, поступающий с датчиков, был корректен и мог быть записан. Процесс измерения пульсаций давления был разбит на два этапа: измерений пульсаций давления (среднего значения, среднеквадратического, девиации и пр.); определение частотного спектра (средней частоты, девиаций, гармоник и пр.). Регистрация измерений проводилась АСК 3107 с одновременной обработкой и записью в файл на компьютере и выводом на печать.

#### **Библиографический список**

1. Амелина М.А., Амелин С.А. Программа схемотехнического моделирования Micro-Cap 8. – М.: Горячая линия – Телеком, 2007. 464 с.
2. Дьяконов В.П. VisSim+Mathcad+MATLAB. Визуальное математическое моделирование. – М.: СОЛОН-Пресс, 2004. 384 с.

**ОЦЕНКА СПОСОБОВ ИЗМЕРЕНИЯ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ  
ПРОТОЧНОГО ТРАКТА ВОДОСБРОСА №2 БОГУЧАНСКОЙ ГЭС (физическая модель)**

*М.В. Земляникова – канд.техн.наук, доцент*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства» г.  
Москва, Россия*

*В.А. Фартуков – канд.техн.наук, доцент  
ЗАО «Бюро сервиса и эксплуатации» BSM,  
г. Москва, Россия*

В статье, на основе проведенной оценки возможной гидродинамической нагрузки на проточный тракт водосброса № 2 Богучанской ГЭС, рассмотрены различные методы преобразования параметров потока в сигнал для последующего его анализа. Рассмотрены тензометрические, емкостные, пьезорезистивный, резонансный, индуктивный и ионизационный способ преобразования, а также конструкции датчиков, позволяющие проводить измерения давления. Приведено сопоставление методов и способов измерения давления, конструкции датчиков, их достоинства и недостатки.

In an article based on an assessment of possible hydrodynamic load on the spillway flow path number 2 Boguchanskaya HYDROELECTRIC POWER STATIONS, considered various methods of transformation of flow parameters in the signal for subsequent analysis. Considered strain, capacitive, piezoresistive, resonant, inductive, and the ionization method of transformation, as well as the construction of sensors that enable the measurement of pressure. The comparison of methods and techniques for measuring the pressure sensor design, their advantages and disadvantages.

Московскому государственному университету природообустройства было предложено провести комплексное исследование варианта конструкции водосброса № 2 Богучанской ГЭС с отбросом струи в русло реки.

Проведенными расчетами были уточнены параметры и режимы потоков на водосбросе результаты, которые вошли в основу необходимых модельных исследований.

Исследования режимов работы водосброса должны были проводиться на физической модели масштаба 1:60 натуральной величины. В результате этих исследований необходимо определить гидродинамическое воздействие потока на элементы конструкции водосброса, формирующие поток.

Перед началом проведения работ по определению гидродинамических характеристик потока, была проведена предварительная оценка возможных величин амплитудно-частотных параметров водного потока.

Наличие самых низких частот пульсаций потока на модели зависит от скоростей водного потока на каждом исследуемом пролете сооружения, то есть  $V_{\min}$  и  $V_{\max}$  (минимальные и максимальные величины скорости потока), а также от длины участка, на котором действуют исследуемые пульсации.

Исходя из условий модели, определен возможный диапазон частот пульсаций давления, который находится в пределах от 1.0 до 300 Гц. Величины осреднённых гидродинамических нагрузок на модели находятся в пределах от 10 до 200 мм; при этом размах возможных пульсаций давлений в долях от величины среднего статического давления может достигать 0,05...0,30.

Линейные размеры модели (длина, ширина пролетов и пр.), в силу масштабности по отношению к натурной величине плотины так же накладывают свои требования при оценке параметров водного потока. То есть линейные размеры применяемых датчиков должны соответствовать критерию сбора информации (точечные или площадные).

Исходя из приведенных (основных) требований, производилось определение метода преобразования параметров потока в сигнал для последующего его анализа. Рассматривались тензометрические, емкостные, пьезорезистивный, резонансный, индуктивный и ионизационный способ преобразования, а также конструкции датчиков, позволяющие проводить измерения давлений этими способами.

Основные оценки, а также положительные и отрицательные стороны каждого из рассматриваемого датчика представлены ниже.

Датчик давления состоит из первичного преобразователя давления, в составе которого чувствительный элемент и приемник давления, схемы вторичной обработки сигнала, различных по конструкции корпусных деталей и устройства вывода. Основным различием датчиков между собой является точность измерения давления. Точность измерения зависит от принципа преобразования давления в электрический сигнал: тензометрический, пьезорезистивный, емкостной, индуктивный, резонансный, ионизационный.

В настоящее время основная масса датчиков давления выпускается на основе чувствительных элементов, принципом которых является измерение деформации тензорезисторов, сформированных в эпитаксиальной пленке кремния на подложке из сапфира (КНС), припаянной твердым припоем к титановой мембране. Иногда вместо кремниевых тензорезисторов используют металлические: медные, никелевые, железные и др.

Принцип действия тензопреобразователей основан на явлении тензоэффекта в материалах. Чувствительным элементом служит мембрана с тензорезисторами, соединенными в мостовую схему. Под действием давления измеряемой среды мембрана прогибается, тензорезисторы меняют свое сопротивление, что приводит к разбалансу моста Уитстона. Разбаланс линейно зависит от степени деформации резисторов и, следовательно, от величины приложенного давления.

Следует отметить принципиальное ограничение КНС преобразователя – неустранимую временную нестабильность градуировочной характеристики и существенные гистерезисные эффекты от давления и температуры. Это обусловлено неоднородностью конструкции и жесткой связью мембраны с конструктивными элементами датчика. Поэтому, выбирая преобразователь на основе КНС, необходимо учесть величину основной погрешности с учетом гистерезиса и величину дополнительной погрешности.

К преимуществам можно отнести хорошую защищенность чувствительного элемента от воздействия любой агрессивной среды, налаженное серийное производство, низкую стоимость.

Практически все производители датчиков проявляют интерес к использованию интегральных чувствительных элементов на основе монокристаллического кремния. Это обусловлено тем, что кремниевые преобразователи имеют на порядок большую временную и температурную стабильности по сравнению с приборами на основе КНС структур.

Кремниевый интегральный преобразователь давления (ИПД) представляет собой мембрану, выполненную из монокристаллического кремния с диффузионными пьезорезисторами, подключенными в мост Уинстона. Чувствительным элементом служит кристалл ИПД, установленный на диэлектрическое основание с использованием легкоплавкого стекла или методом анодного сращивания.

Для измерения давления чистых неагрессивных сред применяются, так называемые, Low Cost – решения, основанные на использовании чувствительных элементов либо без защиты, либо с защитой силиконовым гелем.

Основным преимуществом пьезорезистивных датчиков является более высокая стабильность характеристик, по сравнению с КНС преобразователями. ИПД на основе монокристаллического кремния устойчивы к воздействию ударных и знакопеременных нагрузок. Если не происходит механического разрушения чувствительного элемента, то после снятия нагрузки он возвращается к первоначальному состоянию, что объясняется использованием идеально упругого материала.

Емкостные преобразователи используют метод изменения емкости конденсатора при изменении расстояния между обкладками. Известны керамические или кремниевые емкостные первичные преобразователи давления и преобразователи, выполненные с использованием упругой металлической мембраны. При изменении давления мембрана с электродом деформируется и происходит изменение емкости.

В элементе из керамики или кремния, пространство между обкладками обычно заполнено маслом или другой органической жидкостью.

Достоинством чувствительного емкостного элемента является простота конструкции, высокая точность и временная стабильность, возможность измерять низкие давления и слабый вакуум.

К недостаткам этого емкостного элемента можно отнести нелинейную зависимость емкости от приложенного давления.

Резонансный принцип используется в датчиках давления на основе вибрирующего цилиндра, струнных датчиках, кварцевых датчиках, резонансных датчиках на кремнии. В основе метода лежат волновые процессы: акустические или электромагнитные. Это и объясняет высокую стабильность датчиков и высокие выходные характеристики прибора.

При прогибе мембраны, происходит деформация кристалла кварца, подключенного в электрическую схему и его поляризация. В результате изменения давления частота колебаний кристалла меняется.

Преимуществом резонансных датчиков является высокая точность и стабильность характеристик, которая зависит от качества используемого материала.

К недостаткам можно отнести индивидуальную характеристику преобразования давления, значительное время отклика, невозможность проводить измерения в агрессивных средах без потери точности показаний прибора.

Индукционный способ основан на регистрации вихревых токов (токов Фуко). Чувствительный элемент состоит из двух катушек, изолированных между собой металлическим экраном. Преобразователь измеряет смещение мембраны при отсутствии механического контакта. В катушках генерируется электрический сигнал переменного тока таким образом, что заряд и разряд катушек происходит через одинаковые промежутки времени. При отклонении мембраны создается ток в фиксированной основной катушке, что приводит к изменению индуктивности системы. Смещение характеристик основной катушки дает возможность преобразовать давление в стандартизованный сигнал, по своим параметрам прямо пропорциональный приложенному давлению.

Преимуществом такой системы, является возможность измерения низких избыточных и дифференциальных давлений, достаточно высокая точность и незначительная температурная зависимость.

Однако датчик чувствителен к магнитным воздействиям, что объясняется наличием катушек, которые при прохождении переменного сигнала создают магнитное поле.

В большинстве случаев требуется несколько преобразователей: точность, стабильность выходных характеристик, надежность, долговечность, низкая цена. Таким требованиям, удовлетворяют пьезорезистивные датчики давления и КНС-преобразователи, однако теряется точность и стабильность выходных характеристик, по сравнению с преобразователями на монокристаллическом кремнии. Поскольку в основном требуется высокая стабильность выходных характеристик при невысоких температурах, то интегральные индукционные преобразователи давления являются в этом случае оптимальным решением, при невысокой цене.

Исходя из этого анализа и сопоставления характеристик различных датчиков измерения параметров водного потока, мы остановились на индукционном способе преобразования давления и соответственно индукционном датчике.

### **Библиографический список**

1. Марсен Дж., Чорин А. Математические основы механики жидкости. – М.- Ижевск: НИЦ «Регулярная и хаотическая динамика», 2004. 198 с.
2. Панфилов Д.И., Иванов В.С. Датчики фирмы Motorola. – М.: ДОДЭКА, 2000. 120 с.
3. Методы практического конструирования при нормировании сигналов с датчиков. По материалам семинара Practical design techniques for sensor signal conditioning. – СПб: АВТЭКС.
4. Ильинская Л.С., Подмарьков А.Н. Полупроводниковые тензодатчики. Библиотека по автоматике. –М.-Л.: Энергия, 1996. Вып. 189. 110 с.

УДК 532.5 : 626/627

### **К ВОПРОСУ ВЛИЯНИЯ ВЛАЖНОСТИ НА ПОВЕДЕНИЕ ГРУНТА ЗАСЫПКИ В ЯЧЕЙКЕ**

Давление жидкости на дно сосуда неограниченно возрастает пропорционально высоте ее уровня. Давление же сыпучего вещества на основании ячейки сначала растет, потом достигает максимума и далее остается неизменным. Силы, действующие между частицами песка, переносят избыточное давление на стенки резервуара. Именно поэтому количество песчинок, проходящих в единицу времени через отверстие, соединяющее две колбы песочных часов, остается примерно постоянным. Скорость же вытекания воды из отверстия в сосуде по мере снижения уровня непрерывно уменьшается [1].

Если песок высыпать на стол, он образует конусообразную кучу. Эксперименты показали, что давление, которое она оказывает на поверхность стола, максимально не в центре, под пиком, а ближе к краям. Теоретически объяснить это оказалось не просто, но группа исследователей из университета в Эдинбурге предложила гипотезу, согласно которой песчаная куча представляет собой «лабиринт из арок», простирающихся в разных направлениях, а передача давления между частицами направлена на его лучшее уплотнение [1].

При исследовании давления грунта в ячейке мы столкнулись с таким явлением, как изменение поведения грунта засыпки ячеек при изменении его влажности. Специфика поведения ячеистой конструкции с влажным грунтом засыпкой была отмечена также при исследованиях на модели устойчивости ячеистого штампа [2], которая перекликалась исследованиями С.Н. Левачева [3] и заключалась во втягивании грунтов основания в ячейку при её сдвиге.

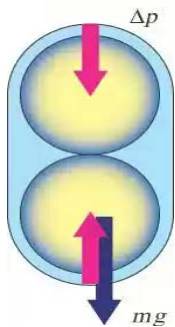


Рис. 1а. «Склеивание» песчинок силой поверхностного натяжения воды

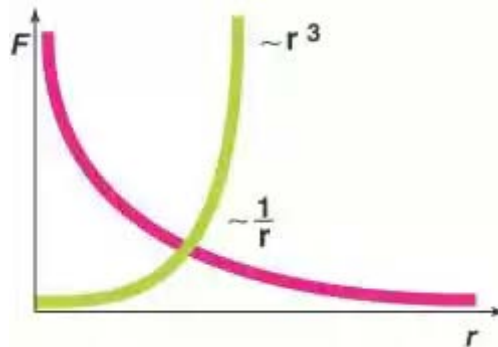


Рис. 1б. Зависимость силы сцепления частиц песка при действии поверхностного натяжения воды от радиуса частиц

Тончайшая пленка воды, обволакивающая влажные песчинки, «склеивает» их силой поверхностного натяжения (рис. 1). Со стороны искривленной поверхности жидкости действует сила, направленная внутрь, к центру кривизны. Она создает дополнительное давление, величина которого определяется формулой Лапласа:  $\Delta p = 2\sigma/r$ , где  $\sigma$  – коэффициент поверхностного натяжения жидкости,  $r$  – радиус кривизны ее поверхности.



Для простоты будем считать песчинку шариком диаметром 300 микрон или  $3 \times 10^{-4}$  м. Когда соприкасаются две песчинки, окружающие их водяные пленки сливаются, образуя нечто вроде цилиндрика с донцами радиусом  $r$ . Коэффициент поверхностного натяжения воды  $\sigma = 0,0725$  Н/м. Подставив эти данные в формулу Лапласа, получим величину избыточного давления, сжимающего песчинки:  $\Delta p_+ = 2 \times 0,0725 / 1,5 \times 10^{-4} = 966,7$  Н/м<sup>2</sup>.

Оценим, с какой силой песчинки стремятся «расце-питься» под действием своего веса. Вес песчинки создает «противодавление», усилие, которое растягивает пленку воды и отрывает песчинки друг от друга. Этот вес  $P = 4/3 r^3 \rho g$ , где  $\rho$  – плотность материала,  $g$  – ускорение силы тяжести. Он приложен к площади  $S = r^2$ . Отсюда растягивающее давление  $\Delta p_- = P/S = 4/3 r \rho g$ . Подставив плотность кварца  $24$  Н/м<sup>3</sup>,  $g = 9,81$  м/с<sup>2</sup>, получим  $\Delta p_- \approx 5,0$  Н/м<sup>2</sup>.

Сила, «склеивающая» песчинки, в 200 раз больше силы, их разрывающей.

При уменьшении радиуса  $r$  частиц это соотношение очень резко возрастает: вес частицы падает пропорционально  $r^3$ , а сила сцепления растет линейно. Чем меньше размеры частиц, тем сильнее они слипаются одна с другой и прилипают к различным поверхностям. Зато у крупных песчинок есть некий «критический размер», после превышения которого силы поверхностного натяжения перестают держать их вес. Его несложно отыскать, приравняв силы давления и растяжения  $p_+ = p_-$ , и подставив численные данные. Расчеты дают значение «критического» радиуса частицы примерно в 0,6 мм. Это вполне согласуется с опытом: из крупнозернистого песка замка не построишь....[1]

Согласно современным данным влияние влажности на песчаный грунт выражается в том, что в грунте появляются капиллярные силы и силы поверхностного натяжения, формирующие новые структуры из частиц грунта и изменяющие поведение грунта [4...6].

На рисунке 2 показано искривление жидкости в зазоре между двумя частицами шарообразной формы, а также между шарообразной частицей и плоскостью, приводящее к их стягиванию в результате растяжения жидкости и появления в ней отрицательного капиллярного давления (основная составляющая силы капиллярного сцепления) [4].

Появление менисков в зонах контакта между частицами порождает в дисперсной системе, в дополнение к силам межчастичного взаимодействия, еще одну систему сил, обусловленных поверхностным натяжением жидкости и капиллярным давлением.

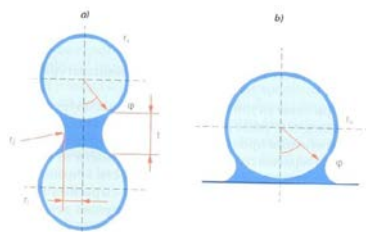


Рис. 2. Силы капиллярного взаимодействия (а – между двумя шарообразными частицами; б – между шарообраз-

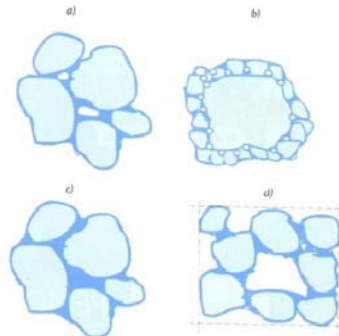


Рис. 3. Капиллярные структуры в дисперсных системах (а – трёхфазная гранула; б – трёхфазная глобула;

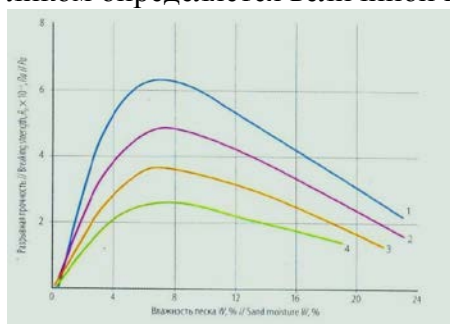
разной частицей и  
плоскостью

c – ячеисто-глобулярная структура; d – двухфазная гранула.

Если речь идет не о двух частицах, а об отдельных агрегатах, образующихся из частиц (рис. 3 а, b), и трехфазной дисперсной системе (рис. 3 с), то в каждом контакте между частицами образуются мениски и появляются силы капиллярного сцепления, которые будем называть внутренними. Капиллярное сцепление в таких агрегатах и системах определяется суммарной величиной внутренних сил капиллярного сцепления, действующих в контактных зонах между частицами. Когда все внутренние поры агрегата заполнены жидкостью, агрегат является двухфазной системой, а мениски находятся только на внешней поверхности агрегата (рис. 3 d). Создаваемое этими менисками отрицательное давление приводит к всестороннему сжатию агрегата внешними капиллярными силами. При большом содержании жидкости мениски на поверхности агрегата исчезают, а частицы удерживаются вместе с поверхностным натяжением жидкости в капле, если нет условий для коагуляционных или иных типов взаимодействий. Подобное взаимодействие частиц песка и влаги влияет на структуру песка. Например, при влажности 4...10 % минимальна насыпная плотность (максимальны объем и пористость) песка.

Многие авторы отмечают, что при наличии влажности наблюдаются наибольшая рыхлость системы в насыпном состоянии, максимальная пористость при постоянной работе уплотнения и максимальная прочность после уплотнения до заданной пористости и эта влажность имеет определенную величину. Установленные факты связываются с максимальным значением капиллярных сил, и как в других работах эти объяснения носят в основном качественный характер [4...6].

Измерения разрывной прочности образцов из молотого песка (рис. 3), смеси молотого песка и песка естественной дисперсности, уплотненных до постоянной пористости, экспериментально подтвердили существование максимума капиллярного сцепления при определенной влажности, причем значительно отличающейся от нуля. При этом разрывная прочность дисперсной системы в трехфазном состоянии более чем вдвое превышает значения этой прочности в водонасыщенном состоянии. Аналогичные данные по определению разрывной прочности образцов в водонасыщенном и трехфазном состояниях были получены для песка и с другими значениями удельной поверхности. Установлено, что суммарная величина молекулярных сил составляет 0,8...1,5 % прочности на разрыв исследованных систем в трехфазном состоянии и прочность на разрыв этих систем в трехфазном состоянии практически целиком определяется величиной капиллярного сцепления.



Максимальное капиллярное сцепление для описываемой системы независимо от степени ее уплотнения достигается при одной и той же характерной для нее влажности  $W_{MC}$ , причем величина влажности  $W_{MC}$  увеличивается с ростом уде-

Рис. 4. Разрывная прочность прессованных образцов из молотого песка ( $R \times 10^{-3}$  Па) в зависимости от влажности при пористости 42% (1), 46% (2), 50% (3) и 54% (4)

льной поверхности твердых частиц системы [4].

Этот факт объясняется тем, что максимального значения силы капиллярного сцепления достигается

в момент образования менисков между частицами, то есть когда влага в основном сосредоточена не в зонах контакта, а в адсорбированных пленках и заполняет микровпадины поверхности частиц.

Значение влажности  $W_{MC}$  (в %) рассчитывают по полной удельной поверхности системы  $S_{yn}$  (в  $m^2/kg$ ) и экспериментально установленной толщине пленки  $h_{MC}$  (в А)

$$W_{MC} = h_{MC} \cdot S_{yn} \cdot 10^{-5}, \% \quad (1)$$

Изучение структур, образующихся в дисперсных системах при их увлажнении, производилось с помощью микроскопа и микрофотографирования, начиная с системы нулевой влажности [4].

Критический размер частиц, участвующих в структурообразовании при нулевой влажности, будет определяться только молекулярными и электрическими силами и, согласно экспериментальным данным о прилипанию частиц кварца в отсутствие влаги, находиться в пределах до 60 мкм. Следовательно, в дисперсных системах с размерами частиц более 60 мкм структурообразование при нулевой влажности будет очень слабым (рис. 5а). При постепенном увеличении

влажности системы от нуля до 3... 4 % (рис. 5б), происходит появление капиллярных менисков и возникновение сил капиллярного сцепления между тонкодисперсными и грубодисперсными частицами, значительно превышающих по своей величине капиллярные силы между частицами одинакового размера, что приводит к наиболее важному процессу капиллярного структурообразования – преимущественному прилипанию тонкодисперсных частиц к грубодисперсным с образованием агрегатов – глобулов.

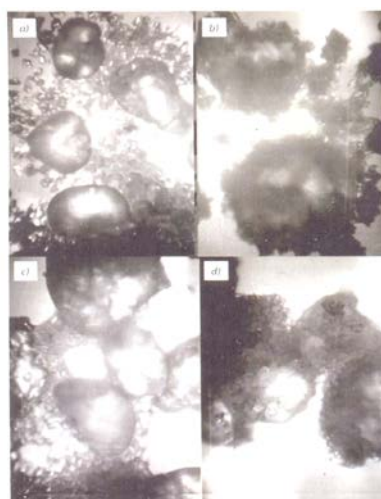


Рис. 5. Капиллярные структуры в смеси Вольского и молотого песка при влажности в %: а – 0; б – 3%; в – 6%; д – 9%

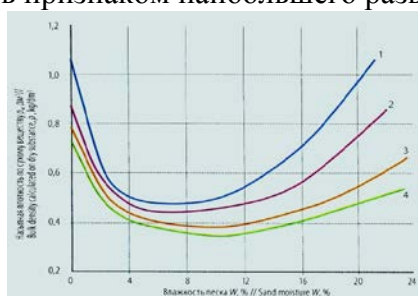
При дальнейшем увеличении влажности до 6...8 % (рис. 5с) завершится образование равновесных адсорбционных слоев на крупных частицах и появятся мениски и силы капиллярного сцепления во всех контактных зонах. Величина критического размера увеличится, а ко-

личество частиц, вовлеченных в структурообразование, и количество агрегатов из частиц достигнут максимума. Увеличение влажности системы приводит к заполнению влагой контактных зон между тонкодисперсными частицами, а также между ними и грубодисперсными частицами. При этом силы капиллярного сцепления между первыми значительно уменьшаются, в то время как силы капиллярного сцепления между ними и грубодисперсными частицами останутся достаточно большими. Это стимулирует процесс разрушения агрегатов из тонкодисперсных частиц и переход последних в глобулы. Заполнение жидкостью микропор между тонкодисперсными частицами, прилипшими к поверхности крупных и, соответственно, находящимися в зонах их контакта, создаст условия для образования капиллярных макроманжет между глобулами и появления сил капиллярного сцепления между ними. В этот момент количество тонкодисперсных частиц, сосредоточенных на поверхности грубодисперсных, достигнет максимума. Вследствие значительной площади макроманжет силы капиллярного сцепления между глобулами будут достаточно большими. Поэтому эквивалентный диаметр глобул окажется меньше критического размера и глобулы образуют пространственный каркас с ячейками (порами), значительно превосходящими размеры отдельных глобул, а структура системы примет ячеисто-глобулярный характер [4].

Последующее увлажнение системы (рис. 5d) приводит к увеличению количества жидкости в зонах контакта грубых дисперсных частиц и смыву тонкодисперсных частиц с поверхности крупных с разрушением глобул. Тонкодисперсные частицы при этом концентрируются в жидкостных манжетах между грубодисперсными частицами. Это явление объясняется тем, что сила капиллярного сцепления между шаром и плоскостью, в качестве которой можно представить поверхность грубодисперсной частицы, примерно в два раза больше силы капиллярного сцепления между двумя шарообразными частицами одинакового диаметра, причем это соотношение возрастает по мере заполнения жидкостью контактной зоны. При увеличении влажности до определенной величины происходит заполнение жидкостью пор между тонкодисперсными частицами, прилипшими к поверхности крупных частиц, что создает условия для образования капиллярных менисков между глобулами, подобно тому, как происходит образование «макроманжет» между шероховатыми частицами (рис. 5с).

В этот момент количество тонкодисперсных частиц, сосредоточенных на поверхности грубодисперсных, достигает максимума, а структура системы приобретает ячеисто-глобулярный характер. При дальнейшем увеличении влажности силы капиллярного сцепления исчезают и глобулы разрушаются. Минимальная насыпная плотность бинарных систем в пересчете на сухое вещество достигается при влажности максимального глобулирования, что в свою очередь может служить признаком наибольшего развития этого важного процесса.

Разрыхление и уменьшение насыпной плотности дисперсных систем после увлажнения с последующим перемешиванием происходит в результате образования агрегатов из частиц, соединенных силами капиллярного сцепления.



Увеличением эквивалентного диаметра агрегатов объясняется также снижение величины насыпной плотности с увеличением

Рис. 6. Зависимости насыпной плотности песка по сухому веществу от влажности при удельной поверхности  $m^2/kg$  1-103; 2-196; 3-298; 4-384

удельной поверхности песка при его одинаковой влажности (рис. 6). Значения влажности  $W_{MG}$ , при которых наблюдается минимум насыпной плотности, на 2...3 % больше значений влажности  $W_{MC}$ , соответствующих максимуму капиллярного сцепления для этих систем (рис. 5). Это объясняется тем, что максимум капиллярного сцепления в уплотненной системе определяется наличием внутренних капиллярных сил в максимально возможном числе контактов в единице объема системы, прежде всего, между ее тонкодисперсными частицами, а также минимально возможного количества жидкости в объемном состоянии (при влажности  $W_{MC}$ ). Однако при этой влажности процесс глобулирования еще не приобрел наибольшего развития. Это состояние системы достигается при влажности, соответствующей полному заполнению жидкостью пор между тонкодисперсными частицами, осевшими на поверхности грубодисперсных. В этот момент возникают условия для образования ячеисто-глобулярной структуры (см. рис. 4с), и насыпная плотность бинарных дисперсных систем достигает минимальной величины.

Таким образом, капиллярные явления оказывают влияния на свойства и структуру дисперсных систем.

При образовании достаточно большой глобулы можно наблюдать стремление жидкости сократить размеры сводной поверхности, что свидетельствует о том, что поверхностный слой подобен растянутой упругой пленке. На любой участок поверхностного слоя окружающие участки слоя действуют с силой, стремящейся удержать этот участок в растянутом состоянии. Эти силы направлены вдоль поверхностного слоя и называются силами поверхностного натяжения.

Проследим связь поверхностного натяжения в жидкости, содержащейся во влажной засыпке ячейки, с вертикальным  $\sigma_z$ , боковым  $\sigma_x$  и касательным  $\tau$  напряжениями давления влажного грунта засыпки в ячейке [1, 7]. Назовем напряжением поверхностного натяжения во влажном песчаном грунте засыпки ячейки некоторое напряжение  $\sigma_{n.n.}$ , вызванное взаимодействием молекул воды, содержащихся в грунте засыпки, с его частицами на боковой контактной поверхности засыпки с каркасом ячейки, являющейся внешней – наружной для грунта засыпки ячейки (рис. 7б).

Если  $F$  – площадь поперечного сечения каркаса ячейки (в свету) или поперечного сечения грунта засыпки ячейки,  $u$  – периметр поперечного сечения ячейки (в свету),  $\sigma_z$  – вертикальное давление в ячейке на глубине  $Z$  от действия силы тяжести, то сила поверхностного натяжения, удерживающая засыпку в равновесии, должна составлять [7]

$$P_{n.n.} = \frac{F}{u} \times \sigma_z = R \times \sigma_z, \text{ Н/м.} \quad (2)$$

Таким образом, чем меньше  $R = F/u$ , или, чем больше  $u$  по отношению к  $F$  – тем меньшая величина поверхностного натяжения в грунте необходима для удержания его в состоянии

равновесия (когда зависание грунта на стенках ячейки отсутствует) и практически весь вес грунта передается на днище ячейки.

Подставив в формулу (2) значение  $\sigma_z$  по формуле Н.А. Janssen, получим

$$P_{н.н.} = R \times \sigma_z = R \times \frac{\gamma}{\xi \times \text{tg} \delta} \times R \times \left( 1 - e^{-\frac{\xi \times \text{tg} \delta \times Z}{R}} \right) =$$

$$R^2 \times \frac{\gamma}{\xi \times \text{tg} \delta} \times \left( 1 - e^{-\frac{\xi \times \text{tg} \delta \times Z}{R}} \right), \text{ Н/м.} \quad (3)$$



Рис. 7. Взаимодействие каркаса и засыпки грунта ячейки; а – при естественной влажности грунта; б – при влажности грунта выше естественной (влажность 5% по весу грунта)

Качественно влияние поверхностного натяжения влаги, содержащейся в грунте, представлено на рис. 7б, где грунт засыпки ячейки имеет влажность порядка 5% по весу. Из этого следует, что при определении напряженного состояния засыпки в ячейке необходимо учитывать влияние влажности, которая играет довольно существенную роль в формировании напряженно-деформированного состояния засыпки в ячейке и, следовательно, необходимо дальнейшее углублённое исследование этого вопроса.

### Библиографический список

1. Шишлова А. Песок и вода. //Наука и жизнь. 1999. № 6.
2. Зборовская М.И. Анализ работы ячеистых конструкций на статические и температурные воздействия. Автореф. дис.... канд.техн.наук. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 1995.
3. Левачев С.Н. Оболочки в гидротехническом строительстве – М.: Стройиздат, 1978, 168 с.
4. Вялов В.В. капиллярное структурообразование сырьевых композиций на основе минеральных вяжущих веществ. Международное аналитическое обозрение «Цемент. Бетон. Сухие смеси» №6 (17), 2010. С.63-75.
5. Урьев Н. Б. Структурированные дисперсные системы //Соросовский образовательный журнал. 1998. № 6. С. 42-47.

6. Шмитько Е. И., Черкасов С. В. Управление плотностью прессованных материалов путем рационального использования потенциала поверхностных и капиллярных сил //Строительные материалы. 1993. № 8. С. 26-29.
7. Зимнюков В.А., Зборовская М.И., Герасимов М.Ю. К вопросу давления засыпки в ячейке. /Сб. материалов международной научно-практической конференции «Роль природообустройства в обеспечении устойчивого функционального развития экосистем». – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2006. С.406-412.

**ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИИ ОБРАБОТКИ БЕТОНА ВОДОЙ ВЫСОКОГО ДАВЛЕНИЯ ПРИ РЕМОНТЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

*М.Г. Зерцалов – д-р техн. наук, профессор;*

*А.В. Косолапов – ст. преподаватель*

*ФГОУ ВПО «Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия*

*В.А. Зимнюков – канд. техн. наук доцент*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет*

*природообустройства», г. Москва Россия*

В данной статье анализируется европейский опыт обработки бетона водой высокого давления. Это связано с решением вопросов реконструкции и ремонта существующих сооружений, которые нуждаются в замене лицевого бетона, разрушенного в результате различных воздействий.

Использование традиционных методов не гарантирует обеспечение сплошности сооружения и предотвращение появления трещин, которые часто проникают глубже защитного слоя арматуры. В этом случае, убрать бетон, не повреждая арматуру, практически невозможно. Применение метода разрушения бетона водой высокого давления, позволит не только удалить бетон, но и очистить арматуру с удалением следов коррозии.

В настоящее время в гидротехническом строительстве основное внимание уделяется не строительству новых сооружений, а ремонту и реконструкции существующих, построенных 20, и 50 лет тому назад. Канал им. Москвы, Волго-Дон, Волжский каскад гидростанций и другие объекты гидротехники требуют замены оборудования, проведения работ по реконструкции, а бетонные и железобетонные конструкции во многих случаях нуждаются в замене лицевого бетона, разрушенного как коррозией, так и механическими повреждениями. При выполнении этих работ в основном применяются технологии, существующие уже много лет. Это буровзрывной метод, динамическое разрушение с помощью пневматических отбойных молотков, а в некоторых случаях химические расширяющиеся составы. Так как использование тяжелой техники на гидротехнических объектах практически невозможно из-за возникающих при ее применении серьезных динамических нагрузок на конструкции, то при проведении работ выбор технологий остается небогатый. При осуществлении такого выбора для ремонта гидросооружений основными требованиями является не нарушение сплошности сооружения и предотвращение возможности трещинообразования. Так как работы на гидротехнических сооружениях проходят в водоохраной зоне, то особое внимание должно уделяться экологическим последствиям применения той или иной технологии. При эксплуатации гидротехнических сооружений постоянно возникает необходимость ремонта, связанная с повреждениями конструкций в результате:

- коррозии бетона,
- коррозии арматуры,
- механических деформаций,



зимнего трещинообразования,  
прочих воздействий.

Для проведения ремонта нужно удалить поврежденный слой бетона, а далее на его место уложить новый. Проблемой в этом случае является то, что трещины часто проникают глубже защитного слоя арматуры (5 см) и убрать бетон, не повреждая арматуру, становится практически невозможно. Трещинообразование – химическое разрушение опасно с точки зрения экологии. В этом случае заслуживает внимания европейский опыт обработки бетона водой высокого давления.

На рисунке 1 показан весь спектр возможностей технологии разрушения бетона водой.

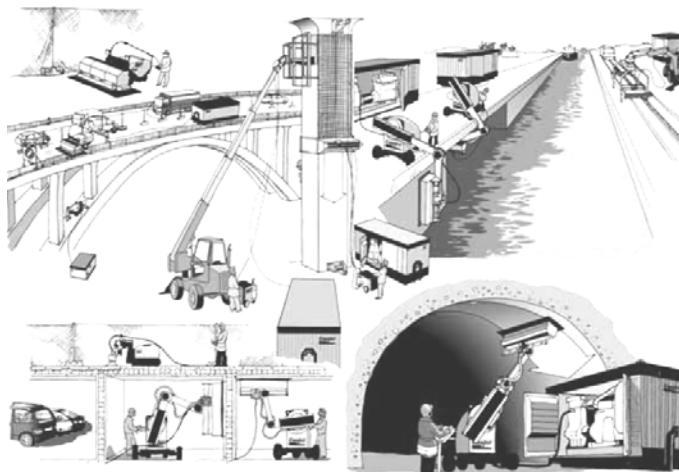


Рис. 1. Возможности использования оборудования для разрушения бетона высоким давлением воды

Метод разрушения бетона водой высокого давления состоит в том, что на бетонную поверхность воздействует струя воды из форсунки,двигающейся по заданной программе и изменяющей угол атаки, под давлением 1000... 1300 атм. При этом происходит разрушение вяжущего компонента бетона и отдельные куски вымываются из монолитной конструкции. Размер этих фрагментов зависит от прочности бетона и колеблется в диапазоне от нескольких миллиметров до 10 см. По окончании обработки бетона водой эти фрагменты убирают для последующей утилизации.

Арматура, при воздействии на нее воды под таким давлением полностью очищается не только от частиц бетона, но и от всех следов коррозии.

Данная технология позволяет производить локальные выборки бетона не только необходимых размеров, но и на нужную глубину.

Как показывают проведенные в Швеции исследования, после обработки водой высокого давления, сцепление старого и нового бетона намного выше, чем их сцепление при снятии старого бетона с помощью отбойного молотка\*.

Комплект оборудования для производства работ по дан-

ному методу состоит из гидростанции и робота с манипулятором, на котором смонтирован защитный кожух, под которым находится форсунка и направляющая, по которой она передвигается в процессе работы. Внешний вид робота показан на рис. 2.

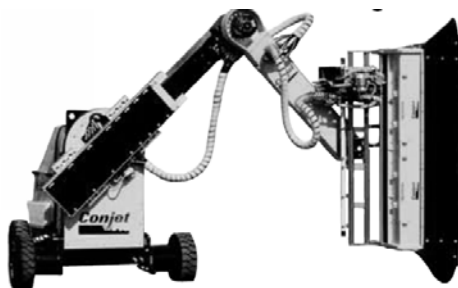


Рис. 2. Внешний вид робота с манипулятором и защитным кожухом

### **Ремонт плотины гидроэлектростанции Midskog (Швеция )**

Плотина гидроэлектростанции Midskog на реке Indal является частью гидросистемы северной Швеции. Она была построена в 1940 г. и состоит из земляной и бетонной дам. Общая протяженность по верху 1404 м, из которых 390 м – железобетонная часть. Наивысшая отметка над уровнем земли 27 м. Приблизительный объем воды проходящей через гидроэлектростанцию Midskog – 370 м<sup>3</sup>/с. Высота сброса воды – 29 м. На станции установлены три турбины вырабатывающие 125 мВт.

В процессе эксплуатации в теле железобетонной части плотины образовались микро- и макротрещины. Задача, поставленная перед подрядной организацией – NCC (Nordic Concrete Company), состояла в том, чтобы удалить бетон на поверхности площадью 2200 м<sup>2</sup> и на глубину 3...10 см.

Для выполнения этой работы было использовано обору-

---

\*Johan Silfwerband. Theoretical and experimental study of strength and behavior of concrete bridge decks/ Meddelande 1987 # 149 Institutionen för byggnadsstatik kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm.

дование фирмы Conjet AB, состоящее из гидроагрегата 120/1200, с расходом воды 120 л/мин и давлением 1200 атм., водяной насос был подключен к дизельному двигателю мощностью 400 л.с. Вспомогательное оборудование, фильтры для воды, водяной бак и прочее было смонтировано в 20-футовом контейнере и установлено на гребне плотины.

Работа по удалению бетона проводилась следующим способом. На поверхность бетона устанавливали платформу Jetframe, по сути напоминающую координатный станок. Для того, чтобы достать до всех участков плотины, нуждавшихся в ремонте, платформу смонтировали на телескопической мачте Skylift. Высоким давлением воды смывали бетон на необходимую глубину по всей площади, перекрываемой платформой и по окончании работ на данной захватке, переставляли ее на следующую, где весь цикл повторялся.

Работы были начаты в апреле 1991 г. и закончены в июле.

### **Ремонт и модернизация гидроэлектростанции на реке Drava ( Словения )**

Каскад гидротехнических сооружений на реке Drava (Словения) строился в течение 60 лет, с 1918 по 1978 гг.

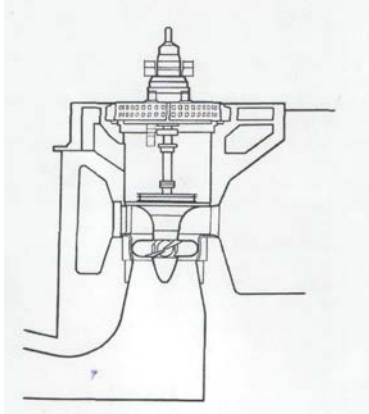


Рис. 3. Разрез турбины

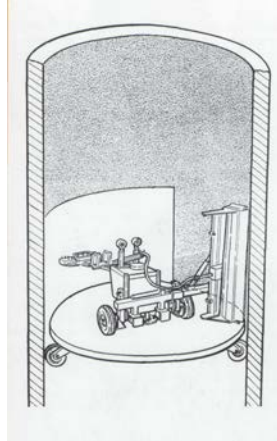


Рис. 4. Схема производства работ

Последняя реконструкция ГЭС проведенная в 1996 г., предусматривала увеличение диаметра турбин с 4,65 м до 6,33 м. Таким образом, было необходимо снять лицевой бетон в трубе на высоту 5,25 м и глубиной 840 мм. Всего на каждой турбине нужно было удалить 65 м<sup>3</sup> бетона. С помощью оборудования для разрушения бетона высоким давлением воды эти работы были выполнены. Производительность уборки бетона на данном объекте составила около 1 м<sup>3</sup>/ч. Работы проводила словенская фирма Gradis. Оборудование использованное в этом проекте состояло из установки Robot 361 Conjet (Швеция), гидроагрегата производства фирмы Hammelmann (Германия) и гидронасоса приводимого в действие с помощью дизельного двигателя Caterpillar (США) мощностью 750 л.с., выдававшего давление 1400 атм. при потоке воды 194 л/мин.



Рис. 5. Производство работ на Панамском канале

Полное отсутствие запыленности и вибраций при использовании технологии обработки бетона водой высокого давления делает затруднительным сравнение с другими методами, (разве только с методом алмазной резки и сверления железобетона), так как сложно сравнивать существующие для этих методов данные с нулевыми показателями в случае алмазных технологий.

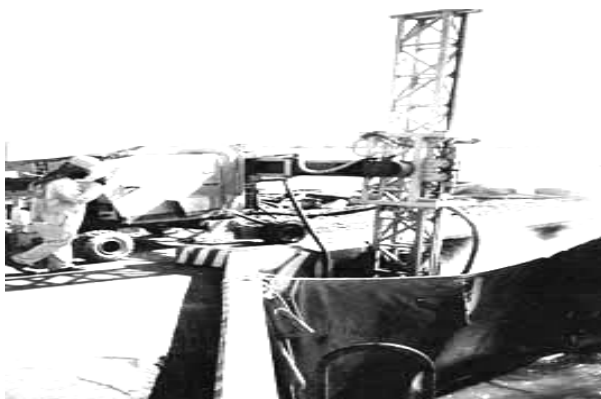


Рис. 6. Ремонт пирса в Персидском заливе

### **Выводы**

На основании изложенного материала можно отметить, что метод обработки бетон водой высокого давления при ремонте и реконструкции гидросооружений является инновационным и обладает во многих случаях следующими преимуществами по сравнению с разрушающими методами:

- не нарушает монолитности и сплошности гидротехнических сооружений;

- не приводит к трещинообразованию;

- позволяет повысить производственную безопасность работ по ремонту и реконструкции гидросооружений;

- является экологически наиболее чистым и поэтому более предпочтительным с точки зрения охраны окружающей среды.

**ТЕХНОЛОГИЯ АЛМАЗНОЙ РЕЗКИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ  
РЕКОНСТРУКЦИИ И ДЕМОНТАЖЕ СООРУЖЕНИЙ И ЕЁ ВЛИЯНИЕ НА  
ЭКОЛОГИЧЕСКУЮ И ПРОИЗВОДСТВЕННУЮ БЕЗОПАСНОСТЬ**

*М.Г. Зерцалов – д-р техн. наук, профессор;*

*А.В. Косолапов – ст. преподаватель*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия*

*В.А. Зимнюков – канд. техн. наук доцент*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет  
природообустройства», г. Москва Россия*

Настоящая статья посвящена сравнению использования алмазной резки и сверления в строительстве и других видов конкурентных технологий.

На основе анализа мирового и отечественного опыта применения различных методов, выявлено преимущество метода алмазной резки и сверления с точки зрения обеспечения технологической и экологической безопасности. С другой стороны отмечается высокое качество работ, позволяющее избежать трещинообразования и получить наивысшую точность в работе с соблюдением самых жестких допусков.

Нынешняя ситуация сложившаяся на нашей планете с точки зрения экологии вызывает чувство обеспокоенности. Огромное количество различных выбросов в атмосферу, в результате человеческой деятельности приводит к изменению климата. Одним из подобных выбросов является строительная пыль, возникающая при разрушении зданий и сооружений. Только в России происходит демонтаж и слом более 8 000 000 м<sup>2</sup> сооружений. При этом образуется менее 1 м<sup>3</sup> пыли на 1 м<sup>2</sup> разрушаемого сооружения. Преобладающее большинство этих работ проводится с помощью тяжелой техники (экскаваторы, гидромолота, гидрокусачки). Только в последнее время их место в технологическом процессе разрушения начинает замещаться методом алмазной резки.

Преимущество любого вида технологии перед другими на сегодняшний день определяется тем, насколько он удовлетворяет требованиям технологической и экологической безопасности. Как показывает мировой и отечественный опыт использования алмазной резки и сверления в строительстве, данный вид технологий имеет ряд возможностей и преимуществ, которые выгодно отличают его от других видов конкурентных технологий. Прежде всего, данный метод позволяет избежать трещинообразования, ведущего к коррозии бетона, а как следствие необходимости последующего ремонта сооружения. Алмазная резка не нарушает сплошности обрабатываемой конструкции, чего не возможно добиться при динамических воздействиях на строительные конструкции. Достоинство алмазного метода заключается и в том, что при помощи алмазного инструмента можно обеспечить наивысшую точность в работе с соблюдением самых жестких допусков. В связи с тем, что охлаждение алмазного инструмента происходит с помощью воды, подаваемой в зону реза, за счет чего в процессе работы не образуется очень вредная для здоровья человека пыль, исключается попадание ее в воздух и на узлы расположенного рядом оборудования. Последующая чистовая обработка

поверхности среза не требуется, а это позволяет избежать еще большего объема пылеобразования, возникающего при выравнивании поверхностей и шлифовании бетона, что происходит при работе как отбойного молотка, так и при буровзрывном методе.

Такая же картина складывается и при исследовании количественной стороны вибраций, возникающих при производстве работ. Наличие дистанционного управления позволяет проводить работы без присутствия оператора на месте функционирования оборудования. Отсутствие вибраций и незначительный шум на месте производства работ позволяет исключить влияние данных факторов на здоровье самого рабочего, а также на окружающих.

Полное отсутствие запыленности и вибраций при использовании метода алмазной резки и сверления делает затруднительным сравнение с другими методами, так как сложно сравнивать существующие для этих методов данные с нулевыми показателями в случае применения алмазных технологий.

При рассмотрении метода алмазной резки и сверления с точки зрения технологической и экологической безопасности, обратимся к примерам работ проведенных на гидротехнических сооружениях.

Для проведения работ по ремонту стен камеры шлюза № 5 Яхромского гидроузла канала им. Москвы использовали две технологии одновременно. На одной стороне шлюзовой камеры был применен буровзрывной метод, а на другой – метод алмазной резки.

При проведении буровзрывных работ разброс образовавшейся пыли, за счет аэродинамических особенностей шлюзовой камеры, доходил до 300 м от места производства работ. Шумовое воздействие заставляло сотрудников гидроузла прерывать свою работу при проведении взрывов.

Сравнение двух вышеописанных методов с точки зрения технологической безопасности также наглядно показывает преимущество алмазного метода. Полное отсутствие щебня после вырезки, бетонных блоков и их вывоз сразу по окончании резки, позволил избежать возможности по получению травм, связанных со строительным мусором на территории производства работ.

При прокладке дополнительных водоводов на Акуловском гидроузле в железобетонной камере было необходимо устроить круглое отверстие диаметром 2,25 м и глубиной до 2,50 м.

Изначально были испробован взрывной метод, его применение привело к образованию макро- и микротрещин в теле сооружения. После проведения взрыва образовалось большое количество бетонных обломков, потребовался длительный перерыв в работах для проветривания внутренней камеры от пыли.

Также оказался неприменим метод динамического разрушения с помощью отбойного молотка из-за того, что пыль, образующаяся при работе, полностью закрывала зону производства работ внутри камеры, а на внешней части сооружения рабочим приходилось постоянно сменять друг друга, так как работать отбойным молотком, находящимся в горизонтальном положении, чрезвычайно тяжело. Для решения задачи было предложено использование алмазных технологий. Одной из основных причин выбора была экологическая чистота метода, особо важная для системы Мосводоканала.



Рис. 1. Изготовление отверстий большого диаметра на Акуловском гидроузле Мосводоканала

При реконструкции водосливной плотины гидроузла «Кузьминск» на р. Оке для укрепления сооружения возникла потребность в разборке и снятии облицовки верха правого устоя плотины. Для бетонирования верхней плиты нужно было удалить верхнюю поверхность устоя. Методом, позволяющим решить данную задачу, был выбран метод алмазной резки, как не только не подвергающий сооружение динамическим нагрузкам, но и не вызывающий пылеобразования и загрязнения воды при выполнении работ в водоохраной зоне.

При реконструкции Новороссийского морского порта был проведен ремонт нефтеналивного пирса. В процессе эксплуатации между плитами пирса образовались промежутки, вызванные перемещениями плит, и он перестал быть единой конструкцией. Использование метода прецизионного алмазного сверления позволило собрать все плиты пирса в единую конструкцию. Это позволило избежать демонтажа плит, при котором в воду неизбежно попало бы большое количество строительного мусора.

Для прохода земляной драги для очистки дна каналов подвода воды к турбинам электростанции Яхромского гидроузла было необходимо демонтировать часть причальной стенки, закрывающей проход. Для выполнения данной задачи железобетонная конструкция от-



Рис. 2. Реконструкция нефтеналивного пирса Новороссийского порта

делялась от свай и разрезалась на элементы для демонтажа.

Это было возможно сделать только методом алмазной канатной резки. Отрезанный элемент был погружен на баржу с помощью плавучего крана для транспортировки к месту утилизации.

Применение других методов разрушения железобетона (взрывные работы, гидромолот и пр.) в данном случае было невозможно по причине частичного нахождения конструкции в воде. Как показала практика, при проведении подводных работ метод алмазной резки и сверления является единственным, не наносящим вреда окружающей среде.

Результатом работы выполняемой методом алмазной резки являются куски железобетона прямоугольной либо цилиндрической формы, аккуратно выпиленные или высверленные. Они могут быть применены в дальнейшем для решения различных задач, либо утили-



Рис. 3. Резка причальной стенки Яхромского гидроузла

лизированы. Отсутствие строительного мусора в условиях строительной площадки исключает загрязнение окружающей среды, в противовес использованию отбойного молотка и буровзрывных технологий.

Операторы алмазной техники не подвергаются как местной, так и общей вибрации. Из-за отсутствия загрязнения воздушной среды продуктами разрушения бетона им не требуется использование специальных средств защиты.

Шум определяют как совокупность аperiodических звуков различной интенсивности и частоты. Окружающие человека шумы имеют разную интенсивность: для колеблющегося во времени и прерывистого шума максимальный уровень звука не должен превышать 110 дБ А, а для импульсного шума 125 дБ А<sub>I</sub>, автомобильная сирена – 100 дБ А, шум двигателя легкового автомобиля – 80 дБ А, шум от движения трамвая – 70...80 дБ А, уровень шума в читальном зале библиотеки составляет 60 дБ, а максимальный уровень шума алмазной техники равен 89 дБ А. Соотношение максимального уровня шума алмазной техники и максимально допустимого уровня шума представлено на рис. 4.

На диаграмме отсутствуют данные по использованию пневмоотбойника, но как показала практика, даже на открытом пространстве шум, возникающий от него, превышает максимально допустимый уровень. В закрытом помещении данный шум просто опасен для здоровья.



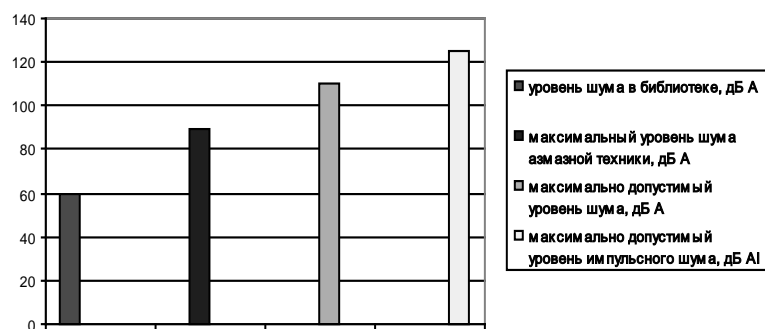


Рис. 4. Соотношение максимального уровня шума алмазной техники и максимально допустимого уровня шума.

Операторы алмазной техники при работе рабочего органа алмазной техники (вызывающего появление шума) в обязательном порядке используют шумопоглощающие наушники.

Шумовое воздействие является наиболее единственным параметром алмазной техники, оказывающим воздействие на человека находящегося в зоне действия данной техники. Но из опыта при производстве работ по алмазной резке и сверлению на сооружении, отстоящем лишь на несколько сантиметров от действующего офисного центра, в котором располагались представительства крупнейших мировых компаний, за 90 рабочих дней оттуда не поступило не одной жалобы на некомфортность по шуму. Это объясняется тем, что звук, издаваемый алмазным диском, лежит в высокой части спектра и быстро гаснет с увеличением расстояния от его источника.

### Выводы

1. Применение метода алмазной резки и сверления при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений практически не наносит ущерба окружающей среде и является наиболее экологически чистым.
2. Показана безопасность алмазной технологии при производстве работ данным методом.
3. При проведении подводных работ, с точки зрения экологии, метод алмазной резки и сверления является единственным, не наносящим вреда окружающей среде.

### Библиографический список

1. Зерцалов М.Г., Косолапов А.В. Использование технологии алмазной резки и сверления бетона и железобетона в гидротехническом строительстве. //Гидротехническое строительство. 2008. № 4.
2. Косолапов А.В. Основы алмазной техники и технологии в строительстве. Учебное пособие. – М.: АСВ, 2004.

УДК 627.8 : 556

### ВОПРОСЫ ЭКОЛОГИЧЕСКОГО ПОПУСКА В РЕЧНОЙ СИСТЕМЕ

Наиболее слабым местом в решении проблемы оценки допустимых изъятий водных ресурсов является отсутствие количественных связей биопродуктивности луговых сообществ на поймах рек с их гидрологическим режимом, объемами попусков в период паводка. Несмотря на наличие значительной информации по исследованиям по дельтам и поймам рек РК, эти исследования направлены только на оценку хозяйственного использования растительной продукции дельт и пойм, и биопродуктивность не связана с количественными показателями гидрологического режима. В работе приведены условия обеспечения и расчета такой оценки и связи.

The weakest place in decision the problem of the allowed withdrawals of water resources is the lack of quantitative relationships of bio-productivity meadows on floodplains, with their hydrological regime, the volumes of releases during flood. Despite the existence of significant information on research on the deltas and flood plains of Kazakhstan, these studies focused only on evaluation of the economic use of plant products deltas and flood plains, and biological productivity is not related to quantitative indicators of the hydrological regime. In this work the conditions of provision and calculation of such assessment and communication.

Для решения задачи установления гарантированного объема экологического попуска в речных системах, необходимо установить зависимость биопродуктивности экосистем поймы от гидрологического режима реки. Биопродуктивность зависит от водообеспеченности, от сроков и продолжительности затопления. В свою очередь площади и продолжительность затопления, при попуске из водохранилища, определяется объемом попуска и графиком водоподдачи, а в естественных условиях объемом паводка и его гидрографом. В качестве основных показателей, определяющих экологический попуск, принимаются объем попуска, площади затопления и сроки затопления.

Показателем структуры растительного вещества сообщества является распределение его компонентов по горизонтам, соотношение живой и мертвой фитомассы в надземной и подземной сфер.

На биологическую продуктивность растительных сообществ пойм рек воздействуют такие факторы, как: гидрологический режим, минерализация вод, почвенные условия, периоды затопления и др.

Основная задача обеспечения устойчивости экосистемы заключается в установлении минимального экологического попуска в маловодные годы в объеме, обеспечивающем восстановление экосистемой до прежнего состояния в годы средней и повышенной водности.

В многоводные годы для обеспечения устойчивости экосистемы предъявляются дополнительные требования к гидрологическому режиму: по затоплению пойменных лугов и дельтовых участков в определенный период времени; по обеспечению промывок затапливаемых пойменных лугов и дельтовых участков.

Эти требования к гидрологическому режиму обеспечиваются регулированием графика водоподачи и обеспечением транзитного стока в область конечного стока в многоводные годы.

Современные санитарные попуски ниже крупных водохранилищ и гидроузлов в большинстве случаев, научно не обоснованы. При этом они ни по объемам, ни по времени не удовлетворяют потребности речной экосистемы. Эти попуски и расходы должны обеспечить разбавление поступающих в реку загрязняющих веществ, поступающих ниже водохранилища со сточными водами до ПДК. В течение всего года необходима поддержка на нормативном уровне качественных характеристик водного потока и, поэтому, когда речь идет о допустимых объемах изъятия речного стока, наиболее значимым отрицательным экологическим последствием является снижение стока как в течение года, так и в многолетнем периоде.

При совместном решении задачи водообеспечения сельскохозяйственного производства и эколого-социальных требований необходимо удовлетворить несколько целевых функций. Имеется несколько подходов.

Допустим, что нам необходимо произвести максимум сельскохозяйственной продукции (с учетом биопродуктивности природных комплексов), тогда эту целевую функцию можно выразить через биомассу, выраженную через энергию

$$\max \sum_{j=1}^n p_j \cdot x_j, \quad (1)$$

где  $p_j$  – энергетическая продуктивность единицы площади пойменных земель, прилегающих пастбищ, водных экосистем, орошаемых земель с вычетом всех вложенных энергозатрат;  $x_j$  – переменные показатели, зависящие от объема водоподачи.

Природно-экологические требования могут быть выделены в виде ограничений

$$\alpha_1 \leq x_1/x_{1cp} \leq 1, \quad \alpha_2 \leq x_2/x_{2cp} \leq 1, \quad \alpha_3 \leq x_3/x_{3cp} \leq 1, \quad (2)$$

где:  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  – допускаемое ущемление природных комплексов по водоподаче;  $x_{1cp}, x_{2cp}, x_{3cp}$  – показатели в многоводные годы.

При оптимизации водораспределения в бассейне рек необходимо использовать ограничительный критерий по конечному участку в виде

$$0,7 \leq x_3 / x_{3cp} \leq 1. \quad (3)$$

При выполнении этого условия при стоке 75% обеспеченности в конечном участке затопляется 70% площади поймы и ввиду каскадной связи обеспечивается затопление выше расположенных пойм на 83...88%.

Таким образом, для решения задачи определения экологического попуска необходимо установить распределение стока различной обеспеченности по реке, зависимость площадей затопления от объема стока на контрольном гидрометрическом посту, продолжительность затопления и степень увлажнения.

## ВОЗМОЖНЫЕ ПУТИ УЧЕТА ВЛИЯНИЯ ДРЕВЕСНОЙ РАСТИТЕЛЬНОСТИ НА ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ РЕЧНЫХ ПОТОКОВ

*И.О. Королев – аспирант*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г. Москва, Россия*

В статье проведено краткое рассмотрение результатов исследований различных авторов, изучающих движения потоков в заросших руслах. Выделены достоинства и недостатки методов учета влияния древесной растительности.

Поросшие древесной растительностью участки берегов речных русел, сформировавшиеся в процессе прохождения по ним бытовых и меженных расходов, могут существенно изменять речные сечения при пропуске паводковых расходов. Закономерности такого изменения в лабораторных условиях, как правило, изучаются методами физического моделирования. В естественных руслах аналогичные изменения могут быть выявлены при проведении натуральных исследований.

Как известно, растительность представляет собой особый вид шероховатости, так как ее характеристики с течением времени могут существенно изменяться. В гидротехническом строительстве древесные растения нашли широкое применение, например, при проведении берегоукрепительных работ [1]. Наиболее часто для этих целей использовались влагоустойчивые растения: различные сорта ивы, ясеня, ольхи, тополя.

Для водопользователя важно, чтобы определенные участки речных русел сохраняли стабильное устойчивое местоположение. К ним относятся: опоры и береговые участки мостов, примыкание к ним береговых эстакад; створы речных гидроузлов и водозаборных сооружений; берега на поворотах русел; участки береговых речных русел, подверженные размывам заилению и обрушению и др. Большой вклад в развитие методов учета влияния растительности на динамику речных русел был внесен отечественными исследователями: Алтушениным С.Т., Асановой Д.А., Беновицким Э.Л., Бессеребренниковым Н.К., Лудовым В.А., Михайловой Н.А., Соколовым Ю.Н.

Среди зарубежных исследователей следует отметить: Эйнштейна Г.А., Эверса П., Поззи К., Сатору Ц., Шумахера Ф., и др. [2...6]. Можно выделить четыре основных метода экспериментальных исследований особенностей движения речных потоков в руслах, берега и дно которых покрыты растительностью (табл.).

Большинство обсуждаемых методов было создано на базе основных закономерностей движения и сопротивления водных потоков. При этом, как правило, предполагалось, что как морфология русла, так и основные процессы, протекающие в речном потоке, изменяются не внезапно, то есть не на коротких, а на довольно длинных участках русла. Рассмотрим ряд наиболее известных методов.



Метод Врайта и Кастенса основой для разработки метода послужили результаты измерений, выполненные на воздушно-капельной модели русла с прямоугольным поперечным сечением и прямоугольной односторонней поймой [7]. Мнимое касательное напряжение на фиктивной вертикальной граничной поверхности потока между руслом и поймой  $\tau_T$ , было приравнено к среднему касательному направлению на дне основного потока, то есть

$$\tau_T = \tau_{m.ges} = \rho \cdot g \cdot R \cdot I, \quad (1)$$

где  $\tau_T$  – мнимое напряжение сдвига;  $R$  – гидравлический радиус;  $I$  – уклон

$$R = (\omega_{рус} + \omega_{пой}) / (\chi_p + \chi_{пой}), \quad (2)$$

где  $\omega_{рус}$ ,  $\omega_{пой}$  – площади поперечного сечения русла и поймы;  $\chi_p$ ,  $\chi_{пой}$  – смоченные периметры русла и поймы.

В зависимости от глубины потока на пойменной части потока (между оградительной продольной дамбой и бровкой основного русла) Поззи предложил различные способы учета общего расхода [4]:

для  $h_{ной} > h_p/2$  и шероховатости поверхности поймы незначительно большей шероховатости для руслового потока общий расход можно выразить как

$$Q_p = w_p \cdot \chi k_{st} \chi R^{2/3} \chi I^{0.5}, \quad (3)$$

где  $w_p$  – площадь поперечного сечения русла;  $k_{st}$  – коэффициент Штриклера.

где  $R = \omega / \chi$ ,

$\chi$  – смоченные периметры;  $\omega$  – площадь поперечного сечения русла;

для  $h_{ной} \leq h_p/2$  напротив доля  $d^* = h_{ной} (1 - 2 h_{ной} / h_p)$  площадь отдельной вертикальной фиктивной разделительной поверхности суммируется с площадью живого сечения руслового потока, ограниченной смоченным периметром, то есть общий расход определяется как сумма частичных расходов

$$Q_n = Q_p + Q_{ной}, \quad (4)$$

где  $Q_p = \omega_p \cdot k_{st} \cdot R_p^{2/3} \cdot I^{0.5}, \quad (5)$

$R$  – гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi + d^*}, \quad (6)$$

$\omega_p$  – площадь поперечного сечения русла;  $I$  – уклон

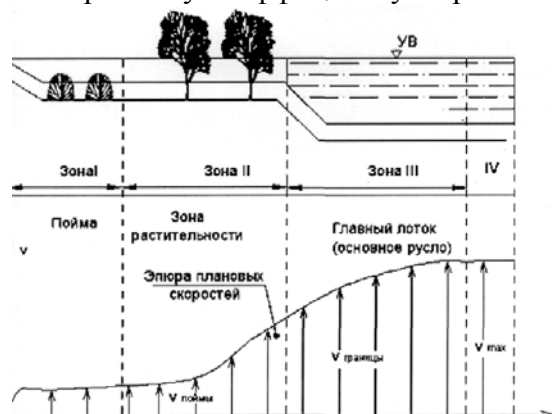
$$Q_{ной} = \omega_{ной} \cdot k_{st} \cdot R_{ной}^{2/3} \cdot I^{0.5}, \quad (7)$$

$R$  – гидравлический радиус

$$R_{ной} = \frac{\omega}{\chi} \quad (8)$$

$\omega_{ной}$  – площадь поперечного сечения поймы;  $I$  – уклон;

для приближенных вычислений при  $h_p/h_{ной} < 3$  можно применить коэффициент шероховатости поймы равному коэффициенту шероховатости дна основного русла.



## Схема деления поперечного сечения русла на зоны влияния

В расчетных формулах, полученных в последнее время, предлагается учитывать сопротивление течению, вызванное растительностью с помощью площади некоторой фиктивной вертикальной поверхности, в рамках которой имеется фиктивное касательное напряжение и которые располагаются вдоль границы расположения древесной растительности. Поперечное сечение всего потока в этом случае можно подразделить на четыре зоны.

Зона I – в рамках этой зоны древесная растительность непосредственно не влияет на процесс взаимодействия частных расходов.

Зона II в пределах этой зоны древесная растительность оказывает не посредственное воздействие на взаимодействие частных расходов.

Зона III свободная от древесной растительности зона, которая не оказывает здесь воздействия на процессы взаимодействия частичных расходов.

Зона IV свободная от растительности зона, в пределах которой последняя не влияет на процессы взаимодействия частных расходов.

В обсуждаемом методе, базирующемся на результатах проведения исследований в гидравлической лаборатории, зоны древесной растительности, с одной стороны, была ограничена бровкой основного русла, а с другой – участком поймы, свободным от посадок деревьев.

### Выводы

Проведенное краткое рассмотрение результатов исследований различных авторов показало, что для определения путей учета влияния древесной пойменной растительности на гидравлическое сопротивление составных русел необходимо проведение экспериментов на гидравлических моделях. Экспериментальные установки должны представлять собой трапецидальное составное русло (русло и пойма) с различным плановым расположением участка, поросшего древесной растительностью. В качестве натуральных аналогов таких русел могут служить участки реки Б. Сестра в Московской области.

### Библиографический список

1. Румянцев И.С. Кромер Р.К. Использование методов инженерной биологии в практике гидротехнического и природоохранного строительства. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2003. С. 29.
2. EINSTEIN, H.A. Der hydraulische oder Profilradius. Schweizerische Bauzeitung, 1934. Bd.103, H8, S. 89-91.
3. EVERS, P. Hochwasserabfluß in gegliederten Gerinnen. 6. DVWK-Fortbildungslehrgang Gewässerausbau vom 01.-05.03 1982, Heimbach, Eifel.
4. POSEY, C.J. Computation of discharge including overbank flow. Civil Engineering, 1967. Vol. 37.
5. Satoru Ushijima, Norimasa Yoshikawa Journal of Hydrosience and Hydraulic Engineering Vol. 28, No.2 November, 2010, 37-47.



6. SCHUMACHER. F. (1995) : Zur Durchflußberechnung gegliederter, naturnah gestalteter Fließgewässer. Mitteilung des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft. TU Berlin, Heft 127.
7. Wright R.R., Carstens M.R. Liner-momentum flux to overbank section. Journal of Hydraulic Division, ASCE, Vol. 96, No HY 9.S. 1782-1793.
8. Бессеребренников Н.К. О некоторых закономерностях движения воды в заросших руслах проводящих каналов осушительных систем. //ДАН БССР. 1958. Т. 2. -МП. С. 30-34.
9. Долгушев И.А. Повышение эксплуатационной надежности оросительных каналов. – М.: Колос, 1975.
10. Дудкин П.Я. Скорость течения воды по поверхностям водотока и методы из изучения //Метеорология и гидрология. 1937. № 9.
11. Кудрявцев П.И. Коэффициент шероховатости и расчетные зависимости для зарастающих русел//НИСИ им. В.В. Куйбышева. Техническая помощь производству по материалам науч.- исслед. работ, 1946.
12. Савельев М.Я. О движении воды во временных оросителях и их гидравлическом расчете. //Гидротехника и мелиорация. 1952. № 1.
13. Леонов Е.А. Некоторые характеристики зарастающего речного русла в связи с методикой учета стока воды. //Труды ГГИ. 1960.
14. Петров Г.Н. Коэффициент шероховатости малых рек и его особенности в связи с зарастанием русел и техникой измерения воды//Известия казанского филиала АН СССР. Сер. «Энергетика и водное хозяйство. Вопросы гидрологии». 1961. Вып. 2. Ч. 2.
15. Okabe, T., Yamaguchi, Y. and Takebayashi, H.: Estimation of fluid resistance of riverine woody communities basing on velocity mesurements of natural wind. Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 50, pp. 1153-1158, 2006.
16. Соколов Ю.Н. Гидравлическое сопротивление на пойме равнинных рек. Автореф. дисс....д-ра техн. наук. – Одесса, 1991.
17. Дегембаева Н.К. Влияние травянистых растений на гидравлическое сопротивление потока. /Материалы международной научно-практической конференции «Роль природообустройства в обеспечении устойчивого функционирования и развития экосистемы». – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2006.
18. Гаврилюк А.А. Совершенствование методов природоприближенного восстановления малых рек. Автореф. дис.... канд. тех. наук. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2006.
19. Hayashi, K., Fujii, M. and Shigemura, T.: Fluid forces acting on multiple rows of circular cylinders in open-channel flow, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 45, pp. 475-480, 2001.
20. Aburakawa, Y., Watanabe, Y., Ishida, Y., Igarasi, T., Tamadate, A., Suzuki, N. and Mitamura, K.: A field observation of flow velocity in trees during a flood, Annual Journal of Hydratdic Engineering, JSCE, Vol. 50. pp. 1159-1164, 2006.
21. Ushijima, S., Fukutani, A. and Makino, O.: Prediction method for movements with collisions of arbitrarily-shaped objects in 3D free-surface flows, JSCE Journal, Vol. 64/11-2, pp. 128 138, 2008.

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ, ВЫБОР  
РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ КОНТРФОРСАМИ**

*Т.К. Ксенофонтова – канд. техн. наук, доцент;  
Ню Фудун – магистрант*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г.  
Москва, Россия*

Широкое использование подпорных стен, в том числе контрфорсных, в гидротехническом строительстве ставит перед проектировщиками вопрос о экономии расхода бетона при возведении этих сооружений. Большую роль в этом вопросе играет выбор расстояния между контрфорсами.

Wide use of retaining walls, including, in hydraulic engineering construction brings designers a attention to the question on economy of the charge of concrete at erection of these constructions. The greater role in this question is played with a choice of distance between buttresses.

Контрфорсные подпорные стены применяют преимущественно при высоте более 8 м. Критерием выбора оптимального расстояния между контрфорсами является минимальный расход бетона на подпорную стену. Были рассмотрены подпорные стены высотой  $H = 6, 8, 10, 12$  м. Грунтовое основание под подошвой фундаментной плиты – суглинок. Моделью грунтового основания была принята модель с двумя коэффициентами постели. Коэффициенты постели определялись по расчету в ПК «Лира 9.6». Материалом обратной засыпки за тыловой гранью подпорной стены был принят песок средней крупности. Расчет подпорных стен производился на активное давление грунта со стороны тыловой грани стены. Кроме того, учитывался собственный вес стены и вертикальное давление грунта на фундаментную плиту. Для расчета принимался участок подпорной стены размером около 10 м, границы которого проходили посередине расстояния между контрфорсами. Толщина вертикальной, фундаментной плиты и контрфорсов, а также расстояние между ними предварительно принимались по рекомендациям.\* В ходе расчетов для подпорных стен одной и той же высоты расстояния между контрфорсами изменялись.

Расчет проводился методом конечных элементов (МКЭ). Подпорные стены моделировались 4-узловыми конечными элементами оболочечного типа. Перед выполнением расчета подпорные стены проверялись на устойчивость на сдвиг и на опрокидывание. Расчетом было получено, что при принятых размерах устойчивость их была обеспечена. Ввиду этого, были приняты граничные условия, по которым в узлах пересечения вертикальной стены с фундаментной были наложены связи по оси  $X$  (вдоль стены) и по оси  $Y$  (в поперечном направлении к оси стены), а также связь по углу поворота относительно оси  $Z$ .

Расчет проводился по нелинейной модели грунта с учётом возможного отрыва фундаментной плиты от основания.

Расчет стен различной высоты проводился при расстоянии между контрфорсами, которое изменялось от 2 до 4,5 м. В таблице 1 приведены данные по расстояниям между контрфорсами, для которых выполнялись расчеты.

Расчетом на ПК «Лири 9.6» определялись внутренние усилия в подпорных стенах – моменты, продольные и поперечные усилия, действующие в элементах подпорной стены.

\*Ксенофонтова Т.К., Чумичева М.М. Облегченные железобетонные подпорные стены. Учебное пособие. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2000. 153 с.

Таблица 1

Расстояние между контрфорсами, м

Высота подпорной стены, м	2	2.5	3	3.5	4	4.5
H = 6	+	+	+	+	-	-
H = 8	+	-	-	+	+	-
H = 10	+	-	-	+	+	+
H = 12	+	-	-	-	+	+

На основе полученных внутренних усилий толщина вертикальной, фундаментной плит и контрфорсов проверялась из условия трещиностойкости  $M \leq M_{crc}$ , где  $M_{crc}$  – момент трещиностойкости, который определялся по зависимости

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W \pm N e_x \quad (1)$$

где  $W$  – момент сопротивления сечения;  $N$  – продольная сила;  $e_x$  – расстояние от точки приложения продольной силы  $N$  до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

Для расчета принимались сечения, у которых высота  $h$  была равна толщине плиты элементов стены, а расчетная ширина сечения принималась равной 1 п.м.

$$W = I/y_t; \quad y_t = h/2; \quad e_x = W/A,$$

где  $I$ ,  $A$  – момент инерции и площадь расчетного сечения.

Знак «плюс» принимают при сжимающей продольной силе  $N$ , «минус» – при растягивающей силе.

Затем, подбирались минимальная толщина элементов стены, при которой трещины в них не образуются. Для этого задавался ряд толщин и по (1) определялись моменты трещиностойкости. Далее, путем интерполяции полиномом Лагранжа по программе «ЭСПРИ» определялась минимальная толщина. При этом учитывались конструктивные требования к толщине по условию возможности бетонирования. Расчет проводился для бетона классов В20, В25 и В30. При полученных значениях минимальных толщин элементов подпорной стены повторно проводился расчет на ПК «Лири 9.6» и затем минимальная толщина элементов вновь уточнялась. Расчет проводился до тех пор, пока величины минимальных толщин переставали меняться. На основе полученных данных определялся объем бетона на расчетный участок контрфорсной стены. Так расчет проводился для каждого расстояния между контрфорсами.

В таблице 2 приведен расход бетона для указанных выше условий.

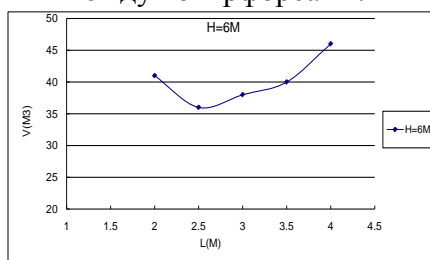
Таблица 2

Расход бетона на контрфорсную подпорную стену, м<sup>3</sup>

Высота подпорной стены, м	Расстояние между контрфорсами, м					
	2	2,5	3	3,5	4	4,5
Класс бетона В25						
6	41	36	38	40	46	–
8	85	–	81	80	85	–
10	132	–	–	120	117	125
12	195	–	–	–	183	233
Класс бетона В20						
6	–	–	–	–	–	–
8	85	–	82	79	83	–
10	133	–	–	121	113	133
12	220	–	–	–	187	249
Класс бетона В30						
6	–	–	–	–	–	–
8	94	–	89	85	87	–
10	136	–	–	124	114	125
12	236	–	–	–	198	251

Затем, для каждой, указанной выше высоты подпорной стены строились графики расхода бетона при различных расстояниях между контрфорсами. Минимальный расход бетона соответствует оптимальному расстоянию между контрфорсами.

На рисунке приведен график по определению оптимального расстояния между контрфорсами на примере подпорной стены высотой 6 м.



Оптимальное расстояние между контрфорсами для подпорной стены высотой  $H = 6$  м

Аналогичные расчеты проводились при других

видах грунтового основания – супесях, глинах, песках средней крупности.

Как показали результаты расчетов, оптимальное расстояние между контрфорсами определяется соотношением  $L = (0,3...0,45)H$ . Это соотношение сохраняется при различных классах бетона.

В таблице 3 приведены толщины элементов контрфорсных стен, соответствующие оптимальному расстоянию между контрфорсами. В таблице  $t_v$  – толщина вертикальной стены;  $t_\phi$  – толщина фундаментной стены;  $t_k$  – толщина контрфорсов.

Таблица 3

Толщина элементов подпорных стен, см

		H = 6 м	H = 8 м	H = 10 м	H = 12 м
В20	$t_v$	20	41	42	67
	$t_\phi$	25	52	60	80
	$t_k$	17	34	37	45
В25	$t_v$	20	42	43	68
	$t_\phi$	25	56	61	83
	$t_k$	18	36	41	49
В30	$t_v$	20	44	45	70
	$t_\phi$	25	58	61	86
	$t_k$	20	38	43	53

## Выводы

1. Наименьший расход бетона на контрфорсные подпорные стены соответствует расстоянию между ними  $L=(0,3\dots 0,45)H$ .
2. Для контрфорсных стен были получены величины необходимой толщины элементов при оптимальных расстояниях между контрфорсами при различных классах бетона.

УДК 627.8:624.139

### МНОГОЯРУСНЫЙ ГИДРООТВАЛ В СУРОВЫХ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

*Г.И. Кузнецов – д-р техн. наук, профессор,  
Н.В. Балацкая – канд. техн. наук, доцент  
ФГАОУ ВПО «Сибирский федеральный университет,  
Политехнический институт», г. Красноярск, Россия*

Рассмотрены условия нормальной и предаварийной эксплуатации гидроотвала промышленных отходов в суровых климатических условиях. Предложено техническое решение многоярусного гидроотвала с незамерзающей дренажной системой. Приведены результаты численного моделирования фильтрации из гидроотвала.

Conditions of normal and pre-emergency operation of hydraulic mine dump for industrial wastes in inclement climatic conditions have been described. Engineering solution of Multi-level hydraulic mine dump with nonfreezing drainage system is proposed. The results of numerical simulation of hydraulic mine dump filtration are given.

Развитие экологически безопасных технологий складирования промышленных отходов в гидроотвалах – золошлаков ТЭС, хвостов рудообогащения и шламов в суровых климатических условиях требует решения следующих проблем [1, 2]:

- гидроизоляция бортов, ложа и ограждающих дамб гидроотвалов;
- регулирование фильтрационного режима системы дамб – основание – намывной массив гидроотвала;
- теплоизоляция дренажных систем и обеспечение устойчивости дамб при промерзании их низовых откосов.

При нормальном режиме эксплуатации в случае промерзания внешнего откоса массива гидроотвала фильтрационный поток свободно разгружается в намерзающий дренаж.

Крайне неблагоприятный режим формирования гидроотвала формируется при зимнем промерзании внешнего откоса, при отказе дренажной системы или при неправильном ее проектировании. В таких случаях у подошвы откоса или на гребне ограждающей дамбы образуются нерегулируемые выходы фильтрационного потока и наледи, еще более осложняющие ситуацию.

Наледи в сочетании с промерзанием сооружения затрудняют выход фильтрационного потока; не имея возможности разгрузиться в дренаж, поток оказывает взвешивающее дав-

ление на поверхностный мерзлый слой. Как показывают натурные наблюдения, это может привести к выпору мерзлой корки и обрушению сооружения [1, 2].

Сказанное иллюстрируется некоторыми примерами. Фильтрационное разрушение дамбы двухъярусного золоотвала Благовещенской ТЭЦ произошло при отказе внутреннего дренажа вследствие его кольматации золой и замерзания воды в дренажных колодцах.

Другой случай разрушения дамбы наблюдался на золоотвале Абаканской ТЭЦ. Здесь образование мерзлой корки на низовом откосе совпало с обильным водонасыщением тела сооружения вследствие значительных фильтрующих повреждений в пленочном экране. Дренажное давление этой дамбы не было предусмотрено проектом; фильтрационное давление привело к отрыву мерзлой корки от массива дамбы на участке длиной 80 м, разрушению дамбы и вытеканию золошлаковых отложений, воды и льда.

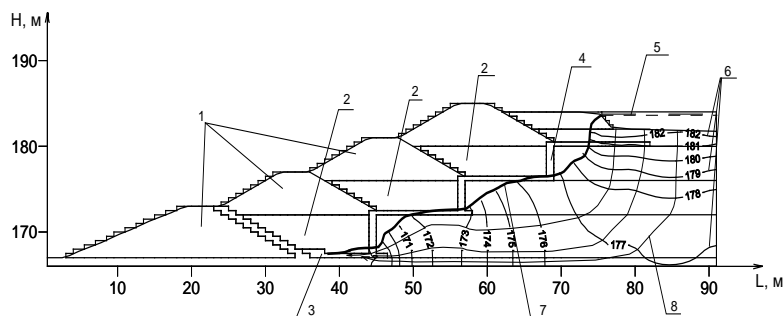
Практика эксплуатации гидроотвалов в суровых климатических условиях показывает, что отказы дренажных систем происходят вследствие замерзания воды во внешних дренажных линиях и в дренажных выпусках при уменьшении притока фильтрата или затрудненном оттоке его из дрены из-за засорения и деформаций водоприемных колодцев, длительных перерывов в работе откачивающих насосов, недостаточной эффективности теплоизоляции и по другим причинам. В ряде случаев даже непрерывная откачка и беспрепятственный отвод фильтрата не служили гарантией нормальной работы дренажа в процессе промерзания низового откоса и подошвы дамбы.

В свете сказанного представляют интерес некоторые перспективные технические решения гидроотвалов для суровых климатических условий, в частности, предлагаемая авторами намерзающая дренажная система многоярусного гидроотвала.

Основными элементами такого дренированного гидроотвала (см. рисунок) являются первичная дамба, расположенный вдоль нее основной дренаж и вторичные дамбы, размещенные на пляже намыва и образующие последующие ярусы наращивания. Пространственная дренажная система состоит из продольных дренажных лент, уложенных вдоль вторичных дамб, поперечных дренажных лент и вертикальных дрен, соединяющих дренажные ленты друг с другом и с основным дренажом.

Вертикальные дрены выполнены в виде скважин, заполненных фильтрующим материалом (например, крупным песком), или в виде сборных элементов из водонепроницаемого пористого бетона; высота вертикальных дрен равна толщине соответствующего яруса.

Эффективность данной системы подтверждается результатами математического моделирования фильтрационного режима гидроотвала. Рассматривалась стационарная фильтрация в плосковертикальном расчетном сечении, нормальном к продольной оси дамбы. Использованы алгоритм и программа расчета, апробированные ранее путем сравнения прогнозируемых и фактических параметров фильтрационного потока для объектов, на которых проводились соответствующие натурные наблюдения.



#### Фильтрационная сетка

- 1 – первичная и вторичные дамбы ( $k_{\phi} = 1,5$  м/сут.); 2 – ярусы намывных отложений ( $k_{\phi} = 0,5$  м/сут.); 3 – основной дренаж ( $k_{\phi} = 45,0$  м/сут.); 4 – пространственная дренажная система ( $k_{\phi} = 45,0$  м/сут.); 5 – отстойный пруд; 6 – эквипотенциали; 7 – кривая депрессии; 8 – линии тока; 9 – слой сезонного промерзания; 10 – противофильтрационный экран ( $k_{\phi} = 0,002$  м/сут.)

Анализ фильтрационной сетки (рисунок), построенной для рассматриваемой модели многоярусного дренажного гидроотвала, позволяет утверждать следующее.

1. Пространственная дренажная система делает возможным эффективное регулирование фильтрационного режима многоярусного гидроотвала. Практически весь массив поярусно наращиваемого низового откоса (внешняя упорная призма) находится в осушенном состоянии. Депрессионная поверхность располагается значительно ниже сезонно-мерзлого слоя, чем и гарантируется незамерзаемость дренажа.

2. Предлагаемое конструктивно-технологическое решение создает предпосылки для обеспечения достаточной безопасности этих сооружений в суровых климатических условиях.

#### Библиографический список

1. Кузнецов Г.И. Проблемы безопасности специальных гидросооружений (хвостохранилища, золоотвалы, шламонакопители) в условиях Сибири. //Известия вузов. Строительство. 2002. № 3. С. 61-62.
2. Сысоев Ю.М., Кузнецов Г.И. Проектирование и строительство золоотвалов. – М.: Энергоатомиздат, 1990. 248 с.

УДК 621.22

### ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС ДЛЯ РАСЧЕТОВ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ СООРУЖЕНИЙ ВОДОСЛИВНОГО ФРОНТА ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

*З.А. Курбанова – канд. техн. наук;*



И.А.Г. Сулейманов – д-р техн. наук, профессор  
А.В. Магомедова – д-р техн. наук, профессор  
ФГОУ ВПО «Дагестанский государственный технический  
университет» г. Махачкала, Россия

Разработанный программный комплекс предназначен для расчета на ЭВМ удельных расходов водосливных плотин на нескальном основании. Комплекс учитывает все основные сооружения водосливного фронта плотины и процессы размыва в нижнем бьефе. Он имеет модульную структуру, позволяющую включать и исключать из расчетов отдельные сооружения, входящие в водосливной фронт, а также выбирать различные типы и конструкции сооружений.

The created program complex means for estimation of the specific expenses of the overflow dam on the non-rock foundation on the IBM. The complex takes into a account all the basic buildings of overflow front dam and processes of washing-out in the low pool. It has module structure, witch can include and exclude from the estimation of the separate buildings, incoming to the overflow front, and also can chose different types and constructions of buildings.

В основу методики гидравлического расчета по определению наиболее экономичных удельных расходов водосливных плотин на нескальном основании и соответственно оптимальных параметров сооружений водосливного фронта положена классическая теория сопряжения бьефов и расчета удельного расхода плотины ( $q$ ), на основе поиска минимума функции  $CT = f(q)$ , где  $CT$  – суммарная стоимость сооружений водосливного фронта плотины.

При ручном счете строится график зависимости между удельными расходами и стоимостью сооружения, по которому определяют такое значение  $q$ , которому соответствует минимальная стоимость. Этот удельный расход называют экономически наивыгоднейшим удельным расходом  $q_{эк}$ .

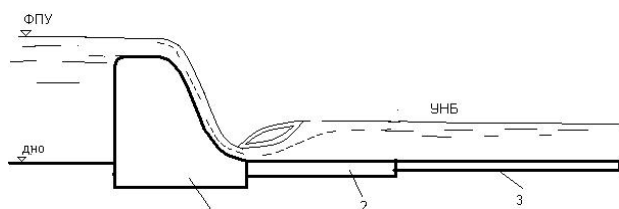


Рис.1. Упрощенная расчетная схема флютбета.  
1 – плотина; 2 – водобой; 3 – рисберма

Традиционная схема расчета  $q_{эк}$ , является весьма упрощенной (рис. 1) и включает в себя следующие пункты расчетов: гидравлический расчет водосливной плотины; гидравлический расчет водобойного колодца (или плиты); гидравлический расчет рисбермы; устанавливают размеры сооружений (плотины, гасителя энергии и рисбермы); определяют объемы бетона

сооружений; объемы грунтовых работ (по котлованам под этими сооружениями и грунту приращиваемой части земляной плотины); определяют стоимость бетонных и грунтовых работ.

В общем случае водосливной фронт плотины состоит из подпорного сооружения (водосливной плотины) и нижнего бьефа, представляющего собой

участок реки, расположенный ниже подпорного сооружения. Нижний бьеф гидроузла включает систему взаимно связанных элементов, состоящих из устройств, относящихся к сопряжению бьефов (устои, разделительные стенки и т.д.) и гашению избыточной энергии водосбросного потока (водобой, рисберма, переходное гибкое крепление от рисбермы к неукрепленному отводящему руслу), а также участок неукрепленного русла от конца переходного крепления до створа с условиями течения, близкими к бытовым.

Учитывая это, вышеприведенная традиционная схема состава сооружений по определению  $q_{эк}$  значительно расширена [3]. В расчетную схему состава сооружений водосливного фронта введены: многопролетная водосливная плотина; бетонные разделительные стенки (быки); стены-устои, ограничивающие водосливной фронт с обеих сторон; понур перед плотиной; гаситель энергии; рисберма (рис. 2).

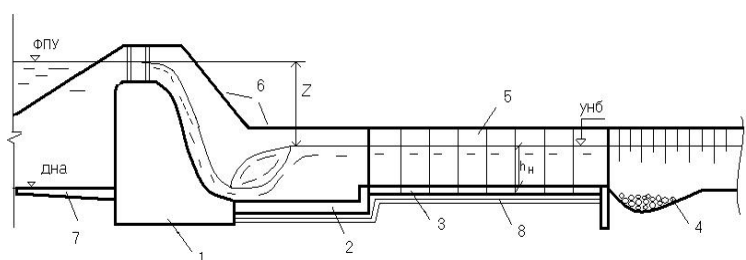


Рис. 2. Расчетная схема водосливного фронта плотины:

- 1 – водосливная плотина; 2 – водобой; 3 – рисберма; 4 – концевое крепление; 5 – крепление берегов вдоль рисбермы;  
6 – стены-устои; 7 – понур, 8 – обратный фильтр.

При строительстве плотин напором до 10...12 м (низконапорные плотины) в целях уменьшения объема бетона и облегчения конструкции применяют различные облегченные конструкции стен. В связи с этим в методику расчета введен расчет стен-устоев 3-х различных конструкций: полумассивных бетонных Г-образного типа, железобетонных и ячеистых.

В разработанной методике предусматривается расчет нескольких видов гасителей энергии, в частности, водобойной плиты с реактивными гасителями, водобойного колодца, водобойной стенки и комбинированного водобойного колодца. Выбор того или иного вида гасителя производится по конструктивным и строительным соображениям, а также из условия экономической целесообразности применения того или иного типа гасителя. Так, если устройство водобойного колодца требует значительного заглубления подошвы плотины и увеличения объема бетона, его можно заменить водобойной стенкой или комбинированным колодцем.

В методику расчета  $q_{эк}$  введен также расчет рисбермы 2-х типов: рисберма из бетонных плит, уложенных на обратный фильтр (рис. 2), и рисберма, выполненная из каменной наброски. Предусматривается также и крепление откосов в пределах рисбермы из того же

материала, что и сама рисберма. Тип крепления выбирается из условия допустимых скоростей потока на рисберме. Гидравлический расчет рисбермы из плит заключается в определении длины и толщины плит крепления и общей длины рисбермы. Расчет каменной наброски рисбермы заключается в определении диаметра камня наброски, из условий устойчивости его на размыв. Для защиты рисбермы от размыва за рисбермой предусматривается концевое крепление в виде ковша, отсыпанного камнем, и вертикального бетонного зуба [3, 5]. Методика включает также расчет общего размыва русла и понижения отметки уровня воды в нижнем бьефе водосливной плотины в зависимости от удельных экономических расходов.

В связи с тем, что реализация описанной методики расчета оптимальных параметров сооружений водосливного фронта водосливных плотин, с учетом итерационных процедур, требует большого объема вычислений, ее реальное осуществление возможно на ЭВМ [4]. Для этого разработан алгоритм и создан программный комплекс на алгоритмическом языке Фортран Power Station 4.0 (стандарт языка Фортран 90), снабженном средой Microsoft Developer studio (мастерская разработчика) [1, 2]. Программный комплекс имеет модульную структуру, позволяющую включать и исключать из расчетов отдельные сооружения, входящие в водосливной фронт, а также выбирать различные типы и конструкции сооружений. Комплекс состоит из 31 основных и 6 вспомогательных процедур: подпрограмм, модулей и функций. Входными данными являются: признаки счета; расчетный расход и ширина реки; размеры массивов уровней верхнего и нижнего бьефов, и удельных расходов; стоимости строительных материалов; гранулометрический состав русловых отложений, а также дополнительные данные для характеристики сооружений и русла реки. Выходными данными являются: гидравлические параметры водослива и нижнего бьефа; геометрические размеры сооружений водосливного фронта; геометрические параметры стен-устоев; объемы бетонных и земляных работ; стоимость сооружений водосливного фронта; характеристики потока и русла в нижнем бьефе до и после размыва.

Разработанная методика и программный комплекс тестировались на реально построенных объектах, в частности, водосливных плотинах Волгоградского и Цимлянского гидроузлов. Обе эти плотины находятся на нескальном основании, имеют безвакуумный практический профиль и имеют близкие по значению гидравлические параметры.

В результате численного эксперимента были получены расчетные параметры плотин и сопутствующих сооружений, которые оказались близки к реальным параметрам данных плотин. Ниже приводятся некоторые результаты численного эксперимента.

Разработанный программный комплекс имеет практическую ценность и может широко использоваться в практике проектирования водосливных плотин на нескальном основании.

Показатель	Волгоградская плотина		Цимлянская плотина	
	реальные	расчетные	реальные	расчетные
Удельный экономичный расход $q_{эк}$ , м <sup>2</sup> /с	43,7	41,85	50	35,4
Ширина плотины, $B_{пл}$ , м	696	737	495	661
Число водосливных от-				

верстий (пролетов), $N_{пр.}$	26	26	24	24
Глубина понижения водобойной плиты, $d$ , м	1	0,3	1	0,3
Толщина водобойной плиты, $T_{вод}$ , м	4,5	4,2	4,5	4,2
Длина водобоя $L_{вод}$ , м	55	63	50	58
Длина рисбермы $L_{рис.}$ , м	124	117	180	108,3

### Библиографический список

1. Бартедьев О.В. Современный Fortran. – М.: Диалог-МИФИ, 1988. 397с.
2. Бартедьев О.В. Visual Fortran: новые возможности. – М.: Диалог-МИФИ, 1999. 400 с.
3. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. //Справочное пособие. – М.: Энергоатомиздат, 1988. 624 с.
4. Курбанова З.А. Разработка методики и программного комплекса для расчетов оптимальных параметров сооружений водосливного фронта низконапорных плотин. Автореф. дис...канд.техн.наук. – ДГТУ, 2005.
5. Чугаев Р.Р. Гидротехнические сооружения. Водосливные плотины. – М.: Агропромиздат, 1985. Ч. 2. 302 с.

УДК 504.064: 556.53

### **ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРИРОДНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СИСТЕМ БИОПОЗИТИВНОЙ КОНСТРУКЦИИ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ РУСЕЛ, ЗАЩИТЫ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ПРИБРЕЖНЫХ ЗОН**

*С.О. Курбанов – канд. техн. наук, доцент*

*ФГОУ ВПО «Кабардино-Балкарская сельскохозяйственная государственная академия им.  
Кокова В.М.», г. Нальчик*

*И.С. Румянцев – д-р техн. наук, профессор*

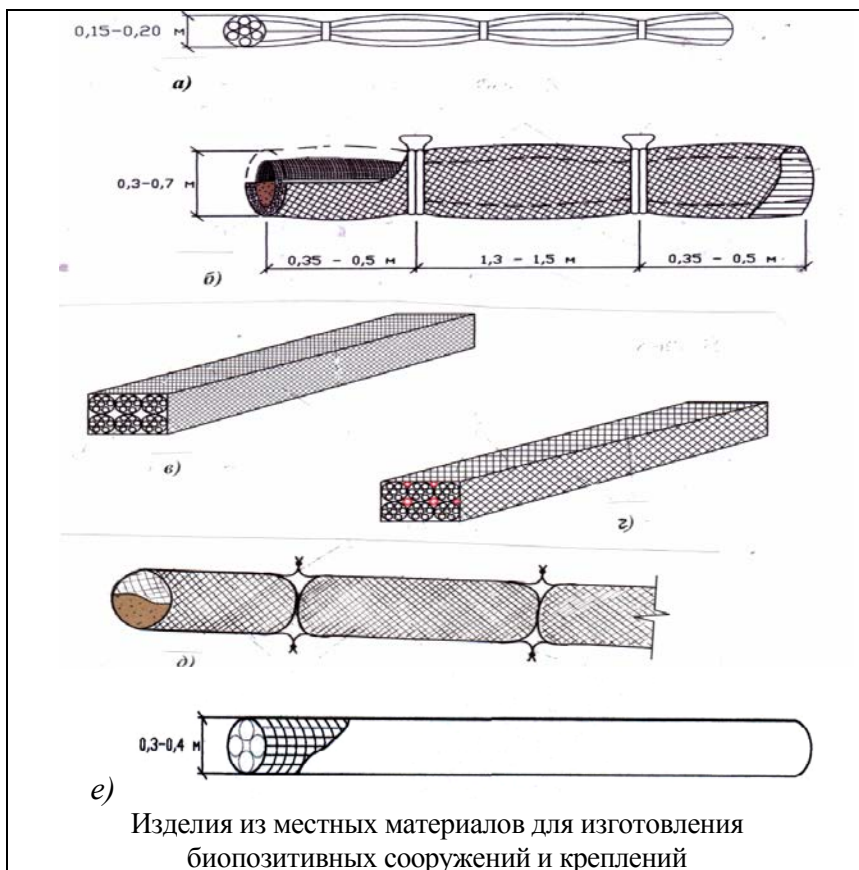
*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г.  
Москва, Россия*

В работе дается краткая характеристика природно-хозяйственным условиям прибрежных зон гидрографической сети на Юге России. Приводится обоснование существующей проблемы надежности и экологической безопасности природно-технических систем (ПТС) по регулированию русел и защиты прибрежных зон. Отмечается необходимость интеграции всех защитно-регуляционных сооружений и креплений биопозитивной конструкции в биоинженерные системы ПТС. Предлагаются авторские разработки по биоинженерным системам и рекомендации по их использованию. В заключение приводятся критерии надежности и безопасности защитно-регуляционных сооружений, соответствующие основным принципам биопозитивности и ландшафтного планирования.

Юг России, особенно Северный Кавказ, отличается природными условиями. Венцами красоты природы являются водные бассейны и речные долины. Значительная часть территории региона находится в бассейнах гидрографической сети и прорезана руслами малых и средних рек. Они характеризуются резко нарастающими паводками, высокими скоростными и наносными режимами, размывающими и транспортирующими способностями. В бассейнах малых рек находятся более 500 населенных пунктов (в том числе более 30 городов), где проживают более 10 млн чел. На состояние рек и их экологическую безопасность оказывают влияния не только социальные системы и поселения, но и природно-технические системы (ПТС), обусловленные человеческой деятельностью [1...4].

Во многих странах мира и в России наиболее освоенными и урбанизированными территориями являются прибрежные зоны рек, озер, морей и океанов. На этих очень важных для природной среды и человека зонах требуется показать пример «мягкого» управления природой, заключающейся в постепенном переводе всей деятельности человека на экологичную, биопозитивную (природосберегающую и природовоспроизводящую) основу. Мягкое управление природой – это наиболее приемлемый способ взаимоотношения с природой, главным образом с помощью естественных механизмов саморегуляции или путем технического конструирования таких механизмов. Мягкого управления природой можно добиться с помощью экологизации всей деятельности человека на прибрежных зонах, в том числе экологизации и всех объектов инфраструктуры. На наш взгляд, для экологизации объектов и хозяйственной деятельности человека эффективно могут быть использованы основные принципы их биопозитивности: *равноценной замены и мягкого взаимодействия с природной средой*. Они бесспорно способствуют восстановлению природного равновесия и экосистем рек [5...8].

Вместе с тем в нашей стране по настоящее время не принят системный подход и отсутствует нормативная база (технические условия и критерии) выбора эффективных конструкций и природоохранных технологий проектирования и строительства защитно-регуляционных сооружений, и обустройства прибрежных и придорожных зон. Все новые достижения в области водохозяйственного и природоохранного строительства должны быть объединены в специальные системы, названные нами *биоинженерными системами* защиты и обустройства прибрежных зон. Они входят в состав ПТС, но в отличие от них они, ни при каких обстоятельствах не могут оказывать техногенное влияние на окружающую среду. Биоинженерные системы всегда биопозитивны и способствуют восстановлению и сохранению природной среды. Новые биопозитивные конструкции и технологии строительства защитных сооружений и прибрежных креплений природоохранного направления, разработанные нами и частично другими авторами, объединены в биоинженерные ПТС, которые способствуют экологизации прибрежных зон.



Подготовлены основные технические решения по выпуску сборных изделий из местных материалов, используемые для изготовления биопозитивных сооружений и креплений ПТС (рис.): легкая и тяжелая фашины из сухого камыша, растительного грунта, геосетки и проволоки (а, б); гибкие тюфяки (в, г, е); мешки из геосетки (д). Использование сборных изделий обеспечивает повышение эффективности и технологичности конструирование биоинженерных систем, которые служат безопасности и надежности работы защитных сооружений и восстановления природной среды. С эффективным применением данных изделий сконструированы новые защитные сооружения и крепления биопозитивных конструкций, и разработаны эффективные способы их возведения. По новым конструкциям и способам возведения сооружений и креплений ПТС получены более 20 патентов и положительных решений на изобретения.

В ПТС по изготовлению изделий и возведению сооружений из них в основном используется местный материал (камыш, камень, гравий растительный грунт), который способствует сохранению влаги и прорастанию трав и кустарников в теле сооружений. На их основе и с использованием обычных габионов нами разработаны различные варианты защитно-регуляционных сооружений (полузапруд, подпорных стен, откосных креплений, дренажных устройств и др.) [9, 10, ...21]. Материалоемкость этих сооружений более чем в 2 раза меньше, по сравнению с широко применяемыми в нашем регионе защитно-регуляционными сооружениями, в том числе и с итальянскими габионами.

На основе изделий из местных материалов получены более 30 новых конструктивных и технологических решений по биоинженерным системам, входящих в состав ПТС. Часть из них приводится ниже в таблице.









Аналогичных авторских разработок по биоинженерным системам ПТС, подтвержденные патентами и положительными решениями на изобретения имеются еще два десятка. Внедрение этих разработок позволяет снизить материальные затраты на строительство и способствует восстановлению водоохранных зеленых зон вдоль русел рек, каналов и дорожных насыпей. Со временем эти объекты превращаются в биопозитивные инженерные сооружения, которые не препятствуют круговороту веществ и энергии, помогают развитию природы и включаются в экосистему территорий, воспринимаются природой как родственные ей элементы. Предназначены для регулирования русел, защиты и восстановления прибрежных и нарушенных зон на предгорных и равнинных участках рек. Наиболее эффективно они могли быть использованы при защите прибрежных зон, восстановлении и благоустройстве нарушенных земель в зоне строительства олимпийских объектов [6]. При этом по предварительным расчетам возможный экономический эффект составляет более 500 млн руб.

Анализ результатов комплексных исследований с учетом требований природоохранного законодательства РФ и теории надежности, позволили получить относительно точные критерии надежности и безопасности защитно-регуляционных сооружений. Эти критерии, соответствующие основным принципам биопозитивности и ландшафтного планирования имеют следующий вид:

1. Надежность по пропускной способности русла: вероятность безотказной работы по пропускной способности русла должна быть не менее 0,99.

2. Надежность по устойчивости сооружений и креплений: вероятность безотказной работы сооружений и откосных креплений – не менее 0,99, коэффициенты устойчивости  $K_y > 1,15 \dots 1,2$ .

3. Надежность по водопроницаемости: коэффициент водопроницаемости крепления прибрежных откосов должен быть больше коэффициента фильтрации подстилающих грунтов  $K_g > K_f$ .

4. Надежность по фильтрационной прочности грунтов земляных сооружений и подстилающих под сооружениями и креплениями откосов: возникающие максимальные градиенты фильтрационного потока в теле земляных сооружений и под креплениями должны быть меньше допустимых критических их значений для данных грунтов,  $J_{max} < J_{доп.кр.}$ .

5. Надежность по прочности сооружений и креплений: возникающие максимальные растягивающие напряжения (моменты) в их конструкциях должны быть меньше допустимых критических их значений по нормам для данных конструкций.

6. Надежность по глубине размыва русла: максимально возможная глубина размыва русла должна быть меньше допустимой (критической) предельной глубины для проектируемого сооружения и крепления,  $h_{r.max} < h_{доп.кр.}$ ;

7. Экологическая безопасность и эффективность: все сооружения и крепления должны быть выполнены (90...95%) из местных биопозитивных материалов и изделий, они должны обеспечивать прорастание трав и кустарников, и способствовать укреплению их корневой системы; проектируемые сооружения и крепления в прибрежных зонах должны вписываться в естественную среду и создавать благоприятные условия для миграции и размножения рыб, а также способствовать восстановлению природного механизма по самоочистке воды;

8. Гидравлическая эффективность: форма поперечного сечения русла, береговых откосов и гибкость их креплений должны способствовать стабилизации турбулентной структуры потока, и равномерному распределению избыточной энергии потока вдоль прибрежных креплений.

### Библиографический список

1. Курбанов С.О., Созаев А.А. Теоретические основы и экологические проблемы регулирования русел рек, каналов и водохозяйственного строительства в прибрежных зонах Юга России. //ЮГ РОССИИ экология, развитие. 2008. № 1. С. 99-103.
2. Основы инженерной биологии с элементами ландшафтного планирования: Учебное пособие. Под ред. проф. Ю.И. Сухоруких. – Майкоп -М.: Изд-во КМК, 2006. 281 с.
3. Румянцев И.С., Курбанов С.О. Проблемы надежности и безопасности защитно-регуляционных сооружений в условиях рек СК. //Гидротехническое строительство. 2003. № 12. С. 21 – 27.
4. Румянцев И.С., Кремер Р.К. Использование методов инженерной биологии в практике гидротехнического и природоохранного строительства. /Под ред. Румянцева И.С.. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2003. 259 с.
5. Курбанов С.О., Толгуров М.А. Концепция экологизации водохозяйственной деятельности в бассейнах рек Юга России. / Всероссийской научно-практической конференции

- «Водные ресурсы и водопользование в бассейнах рек Западного Каспия». – Элиста, 2008. С. 203-206.
6. Курбанов С.О., Созаев А.А. Биоинженерные системы защиты дорог и прибрежных участков в зоне строительства олимпийских объектов. /Материалы IV Международной выставки инновации для горноклиматического курорта. – Сочи, 26-29 июня 2010 г.
  7. Курбанов С.О., Тутаев А.А., Курбанов К.С. Способы защиты прибрежных зон малых рек в период паводков. //Мелиорация и водное хозяйство. 2007. № 6. С. 40- 43.
  8. Шахмурзов М.М., Курбанов С.О., Ахматов М.А. Хвостохранилище Тырнаузского вольфрамо-молибдене-вого комбината – актуальная экологическая проблема региона./ Экология и промышленность России. – 2007. – август. с. 52-54 ..
  9. Пат. 2396391 Российская Федерация, МПК E02B 3/12 . Тяжелая фашина биопозитивной конструкции / Курбанов С.О., Курбанов К.С.; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - №2007127674/03; заявл. 19.07.07; опубл. 10.08.10, Бюл. № 22. 5 с.
  10. Пат. 2369687 Российская Федерация, МПК МПК E 02 В 3/12 Способ изготовления тяжелых фашин биопозитивной конструкции / Курбанов С.О., Курбанов К.С.; заявитель и патентообладатель Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия. № 2008102578/03; заявл. 22.01.08; опубл. 10.10.09, Бюл. № 28. 7 с: ил.
  11. Пат. 2399717 Российская Федерация. МПК E02B3/12 Подпорные стенки биопозитивной конструкции /Курбанов С.О., Курбанов К.С.; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - №2009105324/03; заявл. 16.02.09; опубл. 20.09.10, Бюл. № 26 – 5с : ил.
  12. Пат. 2336388 Российская Федерация. МПК 02 В 3/12. Полузапруда комбинированной конструкции / Курбанов С.О., Курбанов К.С.; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - №2006111919/03; заявл. 10.04.06; опубл. 20.10.08, Бюл. № 29 -5с.: ил.
  13. Пат. 2319805 Российская Федерация, МПК 02 В 3/02. 2008. Способ возведения полузапруды биопозитивной конструкции [Текст] / Курбанов С.О., Курбанов К.С., Созаев А.А.; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - №2006112058/03; заявл. 11.04.06; опубл. 20.03.08, Бюл. № 8 – 5с : ил.
  14. Пат. 2369685 Российская Федерация, МПК E02B 3/00. Габийонный тьюфак биопозитивной конструкции / Курбанов С.О., Созаев А.А.; заявитель и патентообладатель Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия. - №2008102518/03; заявл. 22.01.08; опубл. 10.10.2009, Бюл № 28. 4 с. : ил.
  15. Пат. 2406800 Российская Федерация МПК E02B 3/12 Способ возведения габийонного тьюфак биопозитивной конструкции./ Курбанов С.О., Курбанов К.С.; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - № 2009104909/21; заявл. 12.02.09; опубл. 20.12.2010, Бюл. № 35. 6с.: ил.
  16. Пат. №2351708 РФ МПК E 02B 3/12 03 Способ возведения откосного крепления биопозитивной конструкции. / Курбанов С.О., Дударова Ф.Т.; заявитель и патентообладатель Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия. №2007123084/03; заявл. 19.07.2007г ; опубл. 10.04.2009г Бюл. №9 – 5с.: ил.

17. Пат. 2399718 Российская Федерация МПК E02B 3/12. Откосное крепление из фашин биопозитивной конструкции. / Курбанов С.О., Курбанов К.С.; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - №2009104906/03; заявл. 12.02.09; опубл. 20.09.2010, Бюл. № 26 – 6с.: ил.
18. Пат. 2319806 Российская Федерация, МПК 02 В 3/12. 2008. Способ возведения биопозитивного крепления / Курбанов С.О., Курбанов К.С. ; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - №2006111924/03; заявл. 10.04.06; опубл. 20.03. 08, Бюл. № 8 – 4с.: ил.
19. Пат. 2336389 Российская Федерация. МПК 02 В 3/12. Способ возведения подпорных стен из габионов. / Курбанов С.О., Курбанов К.С., Созаев А.А.; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - №2006127239/03; заявл. 26.07.06; опубл. 20.10.08, Бюл. № 29 – 4с : ил.
20. Пат. 2399720 Российская Федерация МПК E02B 3/00. Наслонный дренаж биопозитивной конструкции / Курбанов С.О., Курбанов К.С., ; заявитель и патентообладатель ООО Научно-производственная фирма «Берег» - №2008133945/03; заявл. 18.08.08; опубл. 20.09.2010, Бюл. № 26 – 5с.: ил.
21. Пат. 2393294 Российская Федерация МПК E02B 3/00. Способ возведения наклонного дренажа биопозитивной конструкции / Курбанов С.О., Шахмурзов М.М., Гетиева Л.А.; заявитель и патентообладатель Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия. заявл. 19.07.2007 г. - №2008133721/03; заявл. 07.04.08; опубл. 27.06.2010, Бюл. №18. 5 с.: ил.

УДК 666.3

### **ИССЛЕДОВАНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ТВЕРДЕНИЯ ЩЕЛОЧЕСИЛИКАТНОГО БЕТОНА**

*А.Н. Ключев – канд. техн. наук, доцент;  
В.Б. Семенов – канд. техн. наук, профессор  
ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет  
природообустройства», Москва, Россия*

Приведены результаты исследований оптимальных параметров гидротермального режима твердения щелочесиликатного бетона. Наиболее благоприятными условиями твердения бетона установлены гидротермальный автоклавный режим 2+8+2 ч (выход на режим + выдержка + выход из режима), при температуре порядка 175°C и давлении насыщенного пара 0,8 МПа.

There are given the testing results of optimal hydrothermal conditions of alkaline-silicate concrete's maturing. The most suitable environment for concrete's maturing is hydrothermal autoclave curing cycle 2+8+2 h (process stabilization + curing + escaping from the process) at a temperature about 175<sup>0</sup> C and under saturated vapor pressure 0,8 Megapascal.

Гидротермальная обработка бетонной смеси на жидком стекле, перлите и добавке глины способствует протеканию физико-химических процессов твердения, которые при сухом прогреве быстро прекращаются вследствие испарения воды, а при пропаривании (100°C) проходят очень медленно. Вместе с тем параметры автоклавной обработки бетона могут в значительной мере влиять на его свойства. В связи с этим в наших исследованиях ставилась задача правильного выбора параметров: режима твердения, рабочего давления пара в автоклаве и температуры прогрева.

Изучению режимов автоклавного твердения материалов посвящен целый ряд работ [1...2], в которых предложены различные режимы. Многие из них для плотных силикатных бетонов сводятся к следующим параметрам: повышение давления насыщенного пара воды до 0,8...1,2 МПа с одновременным подъемом температуры до 174,5...190,7°C в течение 2...3 ч; изобарическая (изотермическая) выдержка 6...12 ч; снижение повышенного давления и температуры среды автоклава до атмосферных в течение 2...4 ч.

Учитывая это, а также результаты ранее проведенных исследований [1], полученные на образцах, твердевших по режиму 2+8+2 ч (выход на режим + выдержка + выход из режима) при температуре 183°C и давлении пара 1,0 МПа, позволившие получить бетон с высокими прочностными и коррозионными свойствами, задача сводилась к определению возможности снижения давления пара и времени изоцикла в автоклаве. Эффективность режимов твердения при этом оценивалась прочностью бетонных образцов (70,7x70,7x70,7 мм) воздушно-сухого состояния и после воздействия кислоты и воды. Количество параллельных образцов в исследованиях составляло не менее 3 шт. Общее количество образцов – 730 шт.

Результаты испытаний образцов приведены в таблице и на рис. 1, 2 из которых следует, что при избыточном давлении пара в автоклаве, равном 1,0 МПа, время выдержки бетона свыше 6 ч не значительно сказывается на его прочностных свойствах только в воздушно-сухой среде.

Однако снижение этого времени до 4 ч вызывает резкое (в 1,4...1,5 раза) падение прочности на воздухе и в средах. То же самое наблюдается при избыточном давлении пара 0,8 МПа, где 8-часовая выдержка бетона при установившемся стационарном режиме является оптимальной. При

этом каких-либо изменений прочности бетона в нормальных условиях и в условиях воздействия кислоты и воды относительно бетонов, отвержденных при 1,0 МПа, не отмечается. Однако дальнейшее уменьшение давления насыщенного пара в автоклаве до 0,6 МПа приводит к двукратному снижению прочности и стойкости бетона. Даже увеличение времени выдержки бетона до 18 ч является малоэффективным.

Прочность и кислото-водостойкость бетона в зависимости от условий гидротермальной обработки

Е	Е φ	о ,	Прочность бетона в средах, МПа
---	-----	-----	--------------------------------

			воздуш- но-сухая	20%-я серная к-та	Вода
1,0	183	4	71,2	58,1	46,0
		6	98,3	76,9	67,8
		8	104,2	87,8	79,7
		10	102,0	77,5	71,1
0,8	174	6	78,3	53,1	40,8
		8	104,0	89,0	84,5
		10	105,1	78,3	69,2
0,6	164	10	57,3	40,0	33,1
		18	70,6	49,1	45,4

С целью подтверждения факта повышения прочности и водостойкости оптимизированного состава щелочесиликатного бетона с добавкой глины, проведены исследования его минерально-фазового состава и структуры. Результаты показали, что введение обожженной глины, связывающей избыток щелочи, в щелочесиликатном бетоне, обуславливает перераспределение фаз в матрице (уменьшение содержания стеклофазы и, соответственно, увеличение кристаллической фазы, повышение общей закристаллизованности структуры материала) и дополнительное связывание избыточного количества щелочи из системы в водонерастворимые (или малорастворимые) алюмосиликаты натрия типа морденита и альбита, что приводит к повышению водостойкости бетона.

Таким образом, исследованиями установлено, что, кроме оптимальных технологических параметров приготовления и укладки щелочесиликатной бетонной смеси [5], наиболее рациональными параметрами автоклавной обработки бетонных смесей на основе жидкого стекла, тонкомолотого перлита и глины являются: режим твердения 2+8+2 ч (выход на режим + выдержка + выход из режима), рабочее давление пара в автоклаве 0,8 МПа и температура порядка 175°C.

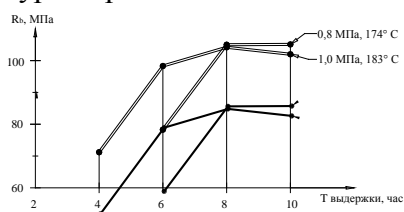


Рис. 1. Зависимость прочности бетона в воздушно-сухой среде от продолжительности изотермической выдержки

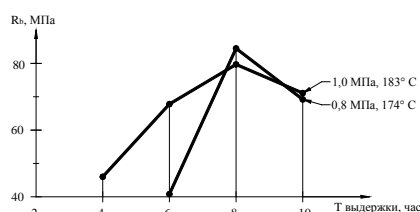


Рис. 2. Зависимость прочности бетона в воде от продолжительности изотермической выдержки

### Библиографический список



1. Быков И.И. Тепловое и напряженное состояние каменного литья в процессе формирования и отжига. – Киев: ИПЛ АН УССР, 1986. 54 с.
2. Жуков В.А. Получение вяжущих автоклавного твердения на основе природных вулканических водосодержащих пород. //В кн.: Научно-технический прогресс на предприятиях стройматериалов. – Брянск, 1974.
3. Сулименко Я.М. Технология минеральных вяжущих материалов и изделий на их основе. – М.: Высшая школа, 1976.
4. Отрепьев В.А., Гузеев Е.А. Свойства и технология изготовления высокопрочного щелочесиликатного бетона. – Нью Дели, 1986. 14 с.
5. Ключев А.Н., Семенов В.Б. Рациональные технологические параметры приготовления и укладки щелочесиликатной бетонной смеси. //Материалы международной научно-практической конференции «Социально-экономические и экологические проблемы сельского и водного хозяйства». – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2010

УДК 532.507 : 626.81

### **ТУРБУЛЕНТНЫЕ ТЕЧЕНИЯ ПОТОКА ЖИДКОСТИ В ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМАХ**

*К.Ш. Латипов – д-р техн. наук, профессор;  
А.М. Арифжанов – д-р техн. наук, профессор;  
А.М. Фатхуллаев – канд. техн. наук, ст. преподаватель  
К.Т. Рахимов – ассистент  
Ташкентский институт ирригации и мелиорации,  
Узбекистан*

В статье рассматривается модель турбулентного течения вязкой несжимаемой жидкости. Предложенная модель обосновывается на основе экспериментальных данных.

Abstract: This article discusses the model of turbulent viscous non-pressured slowly. The model is validated by experimental data.

Как известно, самая упрощенная схема деформации вязкой жидкости состоит из слоевого представления потока, в котором в каждом слое, выделенный куб переходит в параллелепипед в процессе движения. Тогда напряжение трения представляется пропорциональным скорости деформации

$$\tau = \mu \frac{dU}{dy}, \quad (1)$$

где  $\mu$  – динамическая вязкость;  $dU/dy$  – градиент скорости.

Течение соответствующее такой математической модели названо ламинарным. Оно описывается с помощью обобщенной гипотезы Ньютона, а движение моделируется уравнением Навье-Стокса. Здесь предполагается, что скорость перемещения одной частицы жидкости,

находящейся в более удаленном от стенки слое, больше, чем скорость частицы в слое менее удаленном от стенки. Такое предположение не предусматривает вращение частицы. В случае же турбулентного течения существует очень много различных математических моделей, в одной из них вводятся случайные колебания скорости частиц вдоль течения вокруг осредненной скорости, в другой, предполагается вращение вокруг положения имеющего осредненную скорость, при этом и пульсации скорости, и вращение определяются размерами, имеющими случайный характер.

Для определения этих величин привлечены сложнейшие методы современного математического аппарата, а физическое описание течения оказалось сложным. В представленной работе делается попытка применить метод описания течения [3]. Рассмотрим ламинарное движение жидкости в трубе. Тогда, очевидно, течение в этом случае представляется симметричным относительно оси трубы. Тогда, по гипотезе (1) в двух слоях равностоящих относительно оси трубы, выделенный кубический объем жидкости деформируется в одинаковые параллелепипеды с симметричным расположением сторон.

Неоднократно делается попытка объяснить возникновение турбулентности путем возникновения колебательного движения, но пока нет подтверждения экспериментом, которое из этих двух движений вызывает турбулентность. В литературе известны, однако, результаты экспериментов [1], которые указывают на наличие колебательного процесса в потоке даже при очень низких скоростях (довольно далеких от критической, то есть в ламинарной области) и полагают, что такие колебания несколько не влияют на характер течения. В другом случае [6] указывается на поперечные сдвиги в траектории частиц (размеры порядка сотен долей миллиметра), а также траектории медленнодвигающихся частиц слегка уклонялись в сторону от своих первоначальных направлений. Таким образом, эксперименты показали наличие изменений скорости потока (поперечные или продольные колебания) прямолинейной линии. Однако на данном этапе, трудно сказать, чем вызваны эти изменения; возникновением вихревого течения или колебанием около положения равновесия, так как вихревое течение в эксперименте могло быть принято за колебание около положения равновесия.

Рассмотрим, к чему может привести образование вихря. Сначала отметим, что вихрь может возникнуть независимо от шероховатости или внешних возмущений. То есть, даже при ламинарном течении возможны зачатки вихревого течения, которое становится заметным после достижения критической скорости. В связи с тем, что за критической скоростью возникает вихревое движение, то часть энергии потока затрачивается на образования вихря. Тогда в нижних слоях потока в связи с образованием вихря, возникает момент вращения частиц потока. Поскольку вращение происходит по часовой стрелке, то вектор момента направлен перпендикулярно к плоскости течения от нас, а в верхних слоях возникает аналогичный момент с противоположным знаком, направленный к нам. В результате появляется момент на плоскости  $YOZ$ . Ось  $OX$  – направлен по оси трубопровода; (Ось  $OY$  – по вертикали; Ось  $OZ$  – по горизонтали). Таким образом, появляется новый момент направленный вдоль оси  $OX$ , энергия потока затрачивается не только на образование вихря на плоскости  $XOY$ , но и на плоскости  $YOZ$ . Момент вихря, находящийся в плоскости  $YOZ$ , приводит к образованию силы, направленной вдоль течения.

Энергия, затрачиваемая на образование вихря, частично возвращается и затрачивается на увеличение продольной скорости. Таким образом, в гипотезе Ньютона необходимо учесть

эту дополнительную силу. В нашей работе [3] эта сила принимается пропорциональной скорости. Тогда гипотеза Ньютона принимает вид

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} - \int u dy, \quad (2)$$

Получается, что сила затраченная на образование поперечных вращений, не учитывается в ламинарной модели потока. В случае турбулентного движения эта сила становится больше, а иногда, на много больше силы трения. При турбулентном движении на образование вихревого движения затрачивается большая часть энергии (силы), а на преодоление вязкого трения скольжения тратится значительно меньше.

Теперь рассмотрим турбулентное течение. Как известно, турбулентная область течения делится на две подобласти: первая – начало турбулентности, вторая – развитая турбулентность.

В первой подобласти, в силу значительности угла поворота частиц тенденция образования вихря значительно растёт, но носит вероятностный характер. То есть равновесие между силами давления (нормальных напряжений)  $dp/dx$  и силы внутреннего трения (касательных напряжений)  $\mu dp/dx$  (периодически) нарушается и это нарушение носит случайный характер.

Судя по нашим расчетам [4], случайность возникновения вихреобразования существует и даже при ламинарном течении, но функция вероятности возникновения вихря на порядок меньше, чем при турбулентном течении. Это подтверждается экспериментами [6] 70-летней давности. Где на основе исследования частиц около стенки говорится «... нельзя было отметить ни одной частицы, относительно которой можно было бы с уверенностью утверждать, что оно движется прямолинейно», при этом скорость самых медленных частиц жидкости была приблизительно 0,183 мм/с. Далее пишется об значительном отклонении траектории частиц от первоначального направления движения. В опытах Никурадзе, ставших в настоящем «классическими», опытные точки ложатся выше линии полученной по Пуазейловскому течению. В подобласти «начала турбулентности» вероятность образования вихря растёт скачком и достигает, в области развитого турбулентного течения, единицы.

Что касается возникновения вихревого течения, то в начале первой области равновесие между силой давления  $dp/dx$  и внутреннего трения  $\mu du/dy$  нарушается в связи с возникновением в первую очередь вихря в плоскости  $XOY$ , которая в свою очередь способствует возникновению вихря в плоскости  $YOZ$ . В результате появляется дополнительная сила перпендикулярная плоскости  $YOZ$  и имеющая одинаковое направление с осью  $OX$ . В результате появляется сила определяемая интегралом  $L \int u dy$ . Вид этой силы очень похож на циркуляцию [5]. В связи с этим возникает неравновесное состояние сил и колебание около равновесного состояния, так как часть силы превосходящая  $\mu du/dy$  теряется на образование вихря. Однако  $dp/dy$  пока недостаточна для постоянного поддержания вихря. На образование вихря теряется часть,  $du/dx$ , а оставшаяся ее часть тратится на преодоление вязкостной силы  $\mu du/dy$ . Таким образом, возникает колебание скорости и потеря вихревого движения, это продолжается до тех пор, пока поток не переходит в подобласть развитого турбулентного течения.

В области развитого турбулентного течения  $dp/dx$  имеет настолько большое значение, что та часть, которая тратится на образование вихря значительно больше величины силы

трения. Однако все время меняется интенсивность вихря и все время существует колебание около положения равновесия.

Теперь следуя работы П. Харша, рассмотрим изменение кинетической энергии по оси  $U$ , которое характеризует интенсивность турбулентности

$$\frac{dT}{dy} = \frac{d}{dy} \left( \frac{U^2}{2} \right)$$

в случае ламинарного течения осредненная скорость потока определяется по формуле [2]

$$u = \frac{\partial p}{2\mu} h^2 \left( \frac{y^2}{h^2} - 1 \right),$$

где  $h$  – расстояние от оси трубы до стенки.

Интенсивность изменения кинетической энергии равна

$$\frac{d^2T}{dy^2} = -2 \frac{\left( \frac{\partial p}{\partial x} \right)^2}{(2\mu)^2} (3y^2 - h^2). \quad (3)$$

Приравнявая нулю последнюю функцию, определяем точку где интенсивность кинетической энергии вдоль оси  $OY$  достигает максимума, что имеет место при

$$y = \frac{h}{\sqrt{2}} \approx 0,58h.$$

Это показывает, что интенсивность турбулентности достигает максимума на расстоянии  $y = 0,58h$ , что подтверждается многочисленными экспериментами [1, 6].

Теперь рассмотрим эту же задачу по турбулентной модели [3], где скорость потока определяется по формуле

$$U = \frac{\partial p}{L} \left[ \frac{ch \sqrt{\frac{L}{\mu}} h + 1}{ch \sqrt{\frac{L}{\mu}} h} \right] \left[ \frac{ch \sqrt{\frac{L}{\mu}} h - 1}{ch \sqrt{\frac{L}{\mu}} h - 1} \right], \quad (4)$$

где  $ch$  – гиперболический косинус;  $L$  – параметр массообмена [3].

Тогда

$$\frac{\partial T}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{\partial p}{\partial x} \frac{1}{L} \frac{ch \sqrt{\frac{L}{\mu}} h - 1}{ch \sqrt{\frac{L}{\mu}} h} \left[ \frac{ch \sqrt{\frac{L}{\mu}} y - 1}{ch \sqrt{\frac{L}{\mu}} h - 1} - 1 \right] \right\}^2.$$

Отсюда

$$\frac{\partial^2 T}{\partial y^2} = \left[ \frac{\partial p}{\partial x} \frac{1}{L} \frac{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}h+1}{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}h} \right]^2 2\sqrt{\frac{L}{\mu}} \left[ \frac{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}y-1}{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}h-1} - 1 \right] \frac{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}y}{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}y-1}$$

$$ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}y = \frac{1}{4} \left( ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}h + \sqrt{\left( ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}h \right)^2 + 8} \right). \quad (5)$$

Максимум изменения кинетической энергии или максимум интенсивности турбулентности находим, приравнявая нулю последнее выражение. Оно удовлетворяется при

Анализ полученных результатов приводим на основе экспериментальных данных, рассмотрим случай, когда число Рейнольдса равняется  $Re \geq 5000$ , это соответствует началу устойчивой турбулентности. В этом случае безразмерное число  $L/\mu h^2$  по формуле (5) равняется 10, Тогда нетрудно вычислить, что  $ch\sqrt{L/\mu}h = 11,833336$ , а  $ch\sqrt{L/\mu}y = 6,0000013$ , отсюда  $y/h = 0,7835772$ , то есть максимальное значение интенсивности турбулентности будет при  $y/h = 0,8$ . Экспериментальные исследования авторов по исследованию пульсационных скоростей показали, что максимальное значение пульсации скоростей – интенсивности турбулентности достигается при  $y/h = 0,8$ , при этом число Рейнольдса равнялось  $Re = 5120$ .

Теперь исследуем изменение интенсивности турбулентности от оси к стенке. Для этого исследуем функции

$$T = \left[ \frac{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}y-1}{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}h-1} - 1 \right] \frac{sh\sqrt{\frac{L}{\mu}}y}{ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}h-1}.$$

Результаты расчёта приводится в таблице

$y/h$	$ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}y$	$ch\sqrt{\frac{L}{\mu}}y-1$	$sh\sqrt{\frac{L}{\mu}}y$	T
0	1	0	0	0
0,1	1,064685	0,0646856	0,3654523	0,0290
0,2	1,2671108	0,2671108	0,7781836	0,0451759
0,3	1,6334636	0,6334636	1,2915895	0,0735202
0,4	2,2111395	1,2111395	1,9720898	0,1082717
0,5	3,0748732	2,0748732	2,9077216	0,13588
0,6	4,3364067	3,3364067	4,2195288	0,2603985
0,7	6,1589463	5,1589463	6,0772214	0,2497464
0,8	8,778276	7,778276	8,7282276	0,2787374

0,9	12,533262	11,533262	12,493304	0,23499089
1	17,90969	16,90968	17,888175	0

Как показывает результаты расчета, на оси трубы изменение интенсивности вихря ноль. С удалением от оси интенсивность вихря растет постепенно, а начиная с  $y/h = 0,5$  темп интенсивности вихря возрастает быстрее. В точке  $y/h = 0,8$  она достигает максимума, а затем с приближением к стенке трубы очень быстро падает и на стенке становится равной нулю. Такой же характер получено экспериментально [6].

Таким образом, исследование изменения интенсивности турбулентности дает возможность сделать заключение, что выбранная модель (2) для описания характера турбулентности соответствует результатам экспериментальных исследований.

#### **Библиографический список**

1. Дель-Нунцио В. Распределение вихрей в закрытых трубах при турбулентном и ламинарном режимах. // *Тeсtroteсnica*. № 14. 1931.
2. Кибель И., Кочин Н.Е., Розе Н.В. Теоретическая гидромеханика. – М.: Гостехиздат, 1955.
3. Латипов К.Ш. О внутренних напряжениях трения в жидкости. // *Изв. АН УзССР. Сер. техн. наук*, 1980. № 6.
4. Латипов К.Ш. Арифжанов А.М. О структуре вязкой несжимаемой жидкости. / *Тр. V конференции «Динамика и термика рек, водохранилищ и прибрежной зоны морей»*. – М., 1999.
5. Слэзкин Н.А. Динамика вязкой несжимаемой жидкости. – М.: Гостехиздат, 1959.
6. Фейдж В. и Тоуненд У. Исследование турбулентного течения при помощи ультрамикроскопа *Prjс. of the Roy Soc/1932*.

УДК 621.200.6

### **ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ ГЭС И ГАЭС НА ОСНОВЕ КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНЫХ МОДЕЛЕЙ**

*С.Е. Лисичкин – д-р техн. наук; Д.И. Пономарев;*

*Р.З. Мукашов; А.С. Лисичкин*

*ЗАО «Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике», г. Москва, Россия*

*С.В. Богаченко – аспирант*

*ОАО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений», г. Москва, Россия*

Приведены результаты расчетного обоснования проектных решений сталежелезобетонных напорных водоводов Загорской ГАЭС-2 и Зарамагской ГЭС-1 на основе конечноэлементных моделей в рамках усовершенствованной методики численного моделирования напорных водоводов.

Напорные водоводы являются одними из наиболее ответственных сооружений гидроузлов, так как их разрушение может привести к затоплению здания ГЭС (ГАЭС) и прилегающей территории. Обеспечение надежной и безопасной эксплуатации представляет собой важнейшую задачу при обосновании проектных решений напорных водоводов.

По многим причинам у нас в стране до сравнительно недавнего времени (60-70-х гг. прошлого века) не возводились гидростанции с агрегатами, рассчитанными на использование больших расходов и напоров.

Проблема разработки сталежелезобетонной конструкции напорного водовода возникла в период начала проектирования и строительства ГЭС большой мощности при освоении водных ресурсов Сибири, Средней Азии, Северного Кавказа. Так, на рубеже 1960-х годов начали проектироваться и возводиться такие уникальные сооружения, как Братская, Красноярская, Ингурская, Нурекская ГЭС с турбинами единичной мощности по 235...500 МВт, рассчитанными на гидродинамический напор до 550 м и расход до 600 м<sup>3</sup>/с. Далее планировалось проектировать Саяно-Шушенскую ГЭС с турбинами мощностью 600...1000 МВт.

Возможности создания турбинных водоводов со стальными оболочками ограничены прочностью и толщиной имеющихся листовых сталей. В водоводах же сталежелезобетонной конструкции этих ограничений практически нет.

При разработке новой сталежелезобетонной конструкции были проведены значительные объемы расчетных и экспериментальных (в том числе крупномасштабных) исследований в ведущих проектных и научно-исследовательских организациях: ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», Институт Ленгидропроект, НИС Гидропроект, Институт Гидропроект, НИИЖБ, МГСУ, МГУП, СПКТБ «Мосгидросталь», «Ленгидросталь» и др.

Анализ данных экспериментальных исследований показал, в том числе, что в предельном состоянии напряжения во внутренней стальной оболочке и в арматуре достигают своих предельных значений (текучести). Тем не менее, не представляется возможным одновременное достижение расчетных сопротивлений (которые соответствуют упругой стадии работы элементов сталежелезобетонных конструкций). Имеются особые участки напорных водоводов, как правило, называемые компенсационными (в зонах перехода напорных водоводов из плотины в здание ГЭС приплотинного типа; входные участки свободно лежащих водоводов в здании ГЭС и др.). В пределах таких участков внутренняя стальная оболочка водовода обернута мягкой (низкомодульной) прокладкой с целью полностью отделить стальную оболочку от окружающего железобетона и позволить свободно деформироваться при взаимных деформациях сооружений. Планируются дальнейшие исследования НДС и прочности сталежелезобетонных напорных водоводов на компенсационных участках.

#### *Обоснование конструкции напорных водоводов Загорской ГАЭС-2*

Подача воды от водоприемника к зданию Загорской ГАЭС-2 обеспечивается четырьмя нитками напорных водоводов, которые имеют следующие основные параметры: диаметр водовода 7,5 м; максимальный статический напор в начале водовода – 32,75 м; в конце водовода – 127,7 м; расчетный напор в конце водовода, с учетом гидроудара – 172,55 м; расчетный расход - 236,5 м<sup>3</sup>/с. Общая ширина трассы напорных водоводов составляет ~ 100 м, протяженность одной нитки ~ 720 м, отметка верха трассы ~ 226 м, отметка низа ~ 129 м.

Расчетные исследования НДС напорных водоводов Загорской ГАЭС-2 в ЗАО «ИЦ СКТЭ» проводились на основе математических конечноэлементных моделей. При этом расчетные модели отражали конструктивные особенности (включая элементы внутренней стальной оболочки, окружающую железобетонную оболочку, расположение арматурных стержней и др.), особенности характера действия нагрузок, свойства грунтов основания и др.

В железобетонной части оболочки водоводов воспроизводились трещины, возникающие в зонах действия максимальных растягивающих напряжений в бетоне, превышающих сопротивление бетона растяжению. При этом моделировалось их проникновение вглубь сечения железобетонной части оболочки, вплоть до сквозного трещинообразования при полном растяжении сечения (случай внецентренного растяжения с малым эксцентриситетом). Расчеты проводились итерационным путем. На каждом последующем этапе расчетов конечноэлементные модели корректировались с учетом полученных на предыдущих этапах результатов. Моделировалась стержневая рабочая кольцевая арматура железобетонной части, нарушение сцепления арматуры с бетоном в зонах раскрывшихся трещин, взаимодействие железобетонной оболочки и внутренней стальной оболочки на их контакте.

Наиболее существенное напряженно-деформированное состояние отмечается при особом сочетании нагрузок (включающем действие гидроудара при полном сбросе нагрузки); в данном случае напряжения во внутренней стальной оболочке и кольцевой арматуре оказались выше, чем при гидростатическом напоре; однако, они не превышали соответствующие допускаемые значения (которые определялись с учетом соответствующих коэффициентов  $\gamma_n$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_s$ ). При этом максимальное значение кольцевых растягивающих напряжений в стальной оболочке составляет 147,8 МПа, максимальное значение растягивающих напряжений в арматуре составляет 292,4 МПа.

В результате проведенных расчетных исследований на основе конечноэлементных моделей была предложена и обоснована следующая конструкция напорных водоводов Загорской ГАЭС-2 (на их наиболее нагруженном участке). Сталежелезобетонная монолитная конструкция напорного водовода состоит из железобетонной оболочки толщиной 48 см и внутренней стальной оболочки толщиной 20 мм из стали 09Г2С с ребрами толщиной 20 мм и высотой 200 мм. Внутренняя стальная оболочка не предназначена для полного восприятия внутреннего давления, поэтому в наружной защитной железобетонной конструкции оболочки водоводов был предусмотрен наружный ряд рабочей кольцевой арматуры периодического профиля класса А-III (на низовом участке диаметром 40 мм с шагом 125 мм). В дальнейшем кольцевое армирование было принято в проекте из арматуры класса А500 взамен арматуры класса А-III.

#### *Обоснование конструкции напорных водоводов Зарамагской ГЭС-1*

В ЗАО «ИЦ СКТЭ» выполнялось расчетное обоснование и уточнение технических решений сталежелезобетонных конструкций напорных водоводов Зарамагской ГЭС-1 с оптимизацией их армирования.

Напорные турбинные водоводы к зданию Зарамагской ГЭС-1 включают в себя поверхностный сталежелезобетонный участок диаметром 4,4 м протяженностью 602,57 м, вертикальную шахту турбинных водоводов диаметром 3,6 м глубиной 507 м, а также субгоризонтальные подземные турбинные водоводы № 1, 2 диаметром 2,5 м длиной 946 м. При этом



каждый из субгоризонтальных турбинных водоводов разветвляются на два водовода диаметром 2,1 м при входе в здание ГЭС, где размещаются агрегаты ковшового типа.

Вертикальная шахта турбинных водоводов и субгоризонтальные турбинные водоводы являются наиболее сложными и трудоемкими участками при производстве работ. В соответствии с проектом Ленгидропроекта 1996 г. в верхней части обделки субгоризонтальных турбинных водоводов предусмотрены смотровые и дренажные проходы. Однако такое решение вызывает затруднения при его распространении на конструкцию водовода № 2, трасса которого была проложена более 10-ти лет назад, что обуславливает некоторое различие в исходных данных для расчетов водоводов № 1, 2. В проекте была принята толщина внутренней стальной оболочки 30 мм при двухрядном кольцевом армировании железобетонной. В целях облегчения технологического процесса и снижения трудозатрат ГИПОм Зарамагских ГЭС было предложено рассмотреть возможность назначения однорядного кольцевого армирования железобетонной обделки (при толщине стальной оболочки в пределах 30...36 мм), что позволило бы существенно облегчить производство работ.

Внутреннее гидростатическое давление по длине водоводов изменяется от 5,553 МПа при напоре 555,3 м (на отметке 1086,5 м) в начале субгоризонтального участка водоводов до 0,6333 МПа при напоре 633,3 м (на отметке 1008,5 м) в створе ГЭС-1. Соответствующее гидродинамическое давление (с учетом гидроудара при полном сбросе нагрузки) изменяется от 6,257 МПа при напоре 625,7 м (на отметке 1086,5 м) в начале субгоризонтального участка водоводов до 0,760 МПа при напоре 760,0 м (на отметке 1008,5 м) в створе ГЭС-1. Для снижения напора наружных грунтовых вод предусмотрены смотровые и дренажные проходы поверху водоводов и зонтичный скважинный дренаж из большей выработки для водовода № 1 в направлении меньшей выработки для водовода № 2. При этом за счет «воротниковой» выработки вокруг ствола вертикальной шахты наружный напор снижается до 20% и составляет 42,7 м на начальном участке водовода № 1. Для водовода № 2, не имеющего смотрового и дренажного прохода, в запас по согласованию с ГИПОм Зарамагских ГЭС принят максимальный напор 40% от природного давления равный 85.4 м.

По протяженности напорных водоводов встречаются несколько характерных типов пород, слагающих вмещающий горный массив. Учитывая, что за период, прошедший с начала разработки горного массива (более 10-ти лет), например, вдоль трассы водовода № 2, могли произойти существенные изменения характеристик грунтов, по согласованию с ГИПОм Зарамагских ГЭС было решено проводить расчеты прочности субгоризонтальных сталежелезобетонных напорных водоводов при действии внутреннего давления без учета отпора окружающего горного массива.

Район строительства Зарамагской ГЭС-1 имеет высокую сейсмическую активность. При этом расчетная интенсивность сейсмических воздействий составила 8 баллов на начальном участке субгоризонтальных напорных водоводов и 8 баллов у входа в здание ГЭС (на основе данных филиала «ЦСГНЭО» и ГИПа Зарамагских ГЭС). Таким образом, вдоль трассы субгоризонтальных напорных водоводов принимается расчетная сейсмичность 8 баллов. Расчеты проводились для основного и особых сочетаний нагрузок. При этом в основное сочетание входят нагрузки, соответствующие периоду нормальной эксплуатации водоводов с учетом гидростатического напора внутри водоводов. В особые сочетания включаются сейсмические

воздействия (совместно с гидростатическим напором внутри водоводов) и действие гидродинамического напора с учетом гидравлического удара при полном сбросе нагрузки.

Расчеты проводились по методу предельных состояний, по несущей способности на прочность и по раскрытию трещин.

Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных напорных водоводов Зарамагской ГЭС-1 определялось на основе математических конечноэлементных моделей. При этом рассматривались имеющиеся типы конструкций на примере сталежелезобетонного напорного водовода № 1 (типы II и III в крепких породах, типы IIa и IIIa на участках с сильной трещиноватостью пород).

Проведенными расчетами были обоснованы конструктивные решения субгоризонтальных сталежелезобетонных водоводов: решение по стальной оболочке (толщиной 36 мм) и по однорядному кольцевому армированию (5Ø40 А-III на 1 м.п.). Было рекомендовано обеспечить надежную связь внутренней стальной оболочки с кольцевой арматурой и с железобетоном обделки водоводов в целом; а также назначить толщину железобетонной обделки водоводов не менее 50 см по всей их окружности (в том числе в своде).

Уточненные технические решения напорных водоводов Зарамагской ГЭС-1 (в том числе обоснованное однорядное кольцевое армирование) позволяют значительно облегчить технологию возведения конструкции и сократить сроки строительства.

Авторами усовершенствована методика численного моделирования сталежелезобетонных напорных водоводов, усовершенствованы схемы их армирования, разработан алгоритм проведения расчетных исследований МКЭ.

УДК627/627:624.07

## **РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ НАПЛАВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЛОКОВ ДЛЯ СЕВЕРНОЙ ПЭС**

*С.Е. Лисичкин – д-р техн. наук*

*ЗАО «Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике», г. Москва, Россия*

*Б.Л. Историк – д-р техн. наук;*

*Д.Н. Олимпие – канд. техн. наук;*

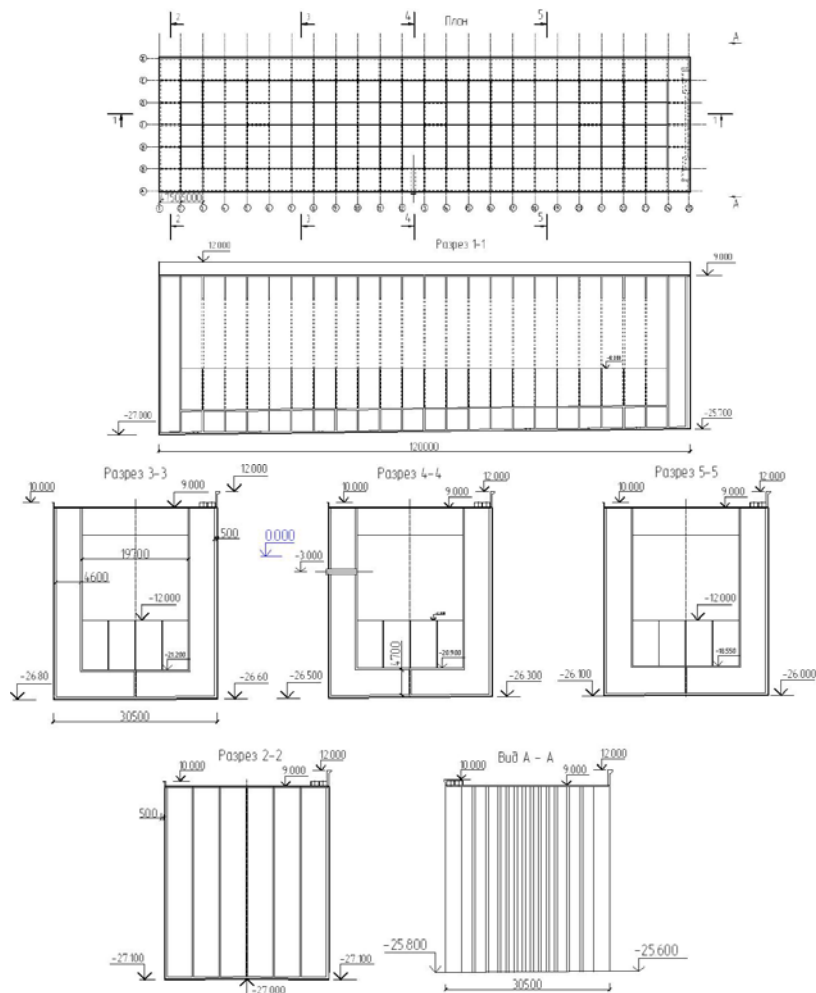
*В.К. Ксенофонов – инженер; С.П. Новиков – инженер*

*ОАО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений», г. Москва, Россия*

Статья посвящена актуальному вопросу обоснования проектных решений железобетонных конструкций наплавных блоков, применяемых в гидротехническом строительстве. Предложена установка наплавных блоков на основания без его предварительной подготовки, что позволяет избежать трудоемкую и дорогостоящую подготовку основания.

Для перекрытия створов в процессе строительства приливных электростанций (ПЭС) предложено использование наплавных железобетонных блоков. При этом значительную трудоемкость представляет дорогостоящая подготовка основания, например, в виде подводного котлована. Разработано предложение по установке наплавных блоков на основании без его предварительной подготовки.

Предлагаемый подход представляется возможным для реализации при проектировании Северной ПЭС в Баренцевом море.



#### Конструкции наплавных блоков

В целях обоснования предложенных проектных решений были выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС) и прочности железобетонных конструкций наплавных блоков (секций) глухой части плотины, совмещённой с основанием (рисунок).

Разработанный в проекте Северной ПЭС наплавной блок представляет собой доковую конструкцию. Внешняя стенка блока имеет толщину 50 см, внутренняя стенка – 30 см, внутренние перегородки толщиной 30 см располагаются с шагом 5 м. В верхней части конструкции предусмотрены поперечные ригели высотой сечения 5 м и шириной 30 см, располагаемые

также с шагом 5 м. Верх блока перекрыт монолитной плитой толщиной 22 см, а шахты – плитами размером 5х5 м по периметру блока. Железобетонные ригели и перекрытие обеспечивают жёсткость конструкции, а также проезд строительной техники и автомобильного транспорта при балластировке блока. В эксплуатационный период проезд используется для обслуживания станционного хозяйства.

Внутри блоков предусмотрена ячеистая конструкция размером 5 х 5 м при толщине стенок 10 см, достигающая отметки – 12.00 м. Данная конструкция предназначена для посадки блока в створе, чтобы во время заполнения внутренней части блока водой исключить скатывание воды на одну из сторон блока и обеспечить возможность регулировать равномерность посадки на основание. Имеется также килевая переборка по оси блока между внешним и внутренним контуром, служащая тем же целям. Объём воды, поступивший в центральную часть блока при его посадке, в дальнейшем не откачивается и служит балластом в эксплуатационный период. Для предотвращения формирования стационарного ледового покрытия на внутреннем бассейне блока предусмотрено отверстие в каркасе блока диаметром 1 м, расположенное на отметке – 3.00 м в средней части каждого из блоков.

Железобетонная конструкция наплавных блоков глухой части плотины выполняется из гидротехнического бетона класса В40 с начальным модулем деформации  $E = 36000$  МПа и коэффициентом Пуассона  $\nu = 0,20$ .

Донная плита по форме вписывается в осреднённый макрорельеф дна в виде обратного сглаженного отображения этого рельефа в месте установки блока.

Напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонной конструкции наплавного блока при действии статических нагрузок и сейсмических воздействий определялось методом конечных элементов с использованием линейно деформируемой модели конструкции и грунтового основания в рамках лицензионной версии вычислительного комплекса «ADINA».

В состав конечно-элементных моделей включалась непосредственно железобетонная конструкция, а также материал балластировки пазух блока (в виде песчано-гравийной смеси и «тощего» бетона) и фрагмент основания наплавного блока.

В настоящих исследованиях использовалась методика определения активной сжимаемой толщи грунтов, регламентированная нормативными документами [1, 2]. Физико-механические характеристики инженерно-геологических элементов основания отличаются незначительно. Поэтому при построении геомеханической модели использовалась квазиоднородная модель с приведенными физико-механическими характеристиками: модуль деформации  $E = 42$  МПа и коэффициент Пуассона  $\nu = 0,24$ .

Расчеты на действие сейсмических нагрузок проводились методом конечных элементов с применением линейной спектральной теории (ЛСТ) решения динамических задач [3].

Сейсмоактивность района строительства соответствует возможности реализации 7-ми бального землетрясения (карта ОСР-97-С 1% Европейская часть РФ).

Учитывая, что в основании сооружений створа залегают водонасыщенные грунты, которые относятся к III категории по сейсмическим свойствам, в соответствии с [3] сейсмичность района строительства увеличивается на балл. Таким образом, расчетная сейсмичность района строительства соответствует 8-бальному землетрясению.

Результаты расчетов НДС при действии статических нагрузок для основного эксплуатационного расчетного случая показали, что вертикальные перемещения ( $U_z$ ) и нормальные напряжения ( $\sigma_z$ ) в основании сооружения составляют, соответственно,  $U_z = 15,16$  см и  $\sigma_z = 0,256$  МПа.

Для определения динамических характеристик рассматриваемого сооружения предварительно были найдены 10 первых модальных значений. Из анализа расчетов следует:

колебания по оси  $Y$  реализуются на первой и третьей собственных частотах, а колебания по оси  $Z$  – на второй собственной частоте;

при расчете на действие заданного спектра ускорений в расчетной схеме достаточно учитывать первые три модальных значения.

Подбор площади продольной и поперечной арматуры осуществлялся с помощью модифицированной версии программы «КРЭЖ» [4...6], разработанной под руководством д.т.н В.Б. Николаева. Базовая версия программы «КРЭЖ» аттестована в НТЦ концерна «Росатомнадзор».

На основании результатов расчетов НДС методом конечных элементов с помощью программы «КРЭЖ» было определено требуемое армирование железобетонных сечений конструкции блока и ширина раскрытия трещин.

Из анализа представленных результатов расчета следует:

наиболее напряженными элементами железобетонной конструкции наплавного блока являются контурные переборки (ребра жесткости), процент армирования которых в сжатой и растянутой зонах сечений имеет максимальное значение – 1,88%;

наибольший расход арматуры (кг) на единицу объема бетона элемента конструкции ( $\text{м}^3$ ) отмечается в днище, контурных переборках и палубе наплавного блока, равный, соответственно, 118,49; 61,18 и 60,57 кг/ $\text{м}^3$ ;

максимальное значение ширины раскрытия трещин отмечается в конструкции внешних стен бортов и днища блока, равное, соответственно, 0,20 и 0,21 мм.

Таким образом, было выполнено расчетное обоснование разработанной железобетонной конструкции наплавного блока с учётом сейсмических воздействий, в том числе в условиях его установки без предварительной подготовки основания.

### Библиографический список

1. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1995.
2. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1998.
3. СНиП II-7-81\*. Строительство в сейсмических районах. – М.: ГУП ЦПП, 2001.
4. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (без предварительного напряжения) к СНиП 2.06.08-87 (П46-89/ВНИИГ). – Л., ВНИИГ, 1991.

6. РД ЭО 0462-03. Методика по обоснованию срока службы строительных конструкций, зданий и сооружений АС с РБМК. – М.: Концерн «РОСЭНЕРГОАТОМ», 2003.

**РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ТУРБИННЫХ БЛОКОВ СО  
СПИРАЛЬНЫМИ КАМЕРАМИ САЯНО-ШУШЕНСКОЙ ГЭС И ЗАГОРСКОЙ ГАЭС**

*С.Е. Лисичкин – д-р техн. наук;*

*О.Д. Рубин – д-р техн. наук;*

*А.В. Ивонтьев; Д.И. Пономарев*

*ЗАО «Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике», г. Москва, Россия*

*Г.Л. Козинец – канд. техн. наук*

*ОАО «Ленгидропроект», г. Санкт-Петербург, Россия*

Приводятся результаты расчетной оценки состояния и работоспособности турбинных блоков, включающих спиральные камеры, Саяно-Шушенской ГЭС и Загорской ГАЭС на основе конечно элементных моделей.

Действующие в настоящее время нормативные документы предусматривают три типа спиральных камер круглого поперечного сечения для высоконапорных ГЭС с радиально-осевыми турбинами:

стальные, отделённые мягкой прокладкой от бетона турбинного блока, в которых предполагается полное восприятие гидравлического давления стальной оболочкой спирали, а окружающий бетон армируется конструктивно над спиральной камерой и по контуру блоков;

сталежелезобетонные без мягкой прокладки, в которых арматура железобетона турбинного блока совместно со стальной оболочкой воспринимает усилие от гидравлического давления и обеспечивает ограничение ширины раскрытия трещин и швов бетонирования.

сталежелезобетонные с мягкой прокладкой, конструкция которых аналогична предыдущему типу, при этом между сталежелезобетонной оболочкой в ее верхней части и бетоном турбинного блока укладывается мягкая прокладка, позволяющая уменьшить армирование блока.





Выбор конструкции спиральной камеры зависит от показателя  $PD$  – произведения гидравлического давления на диаметр входного сечения.

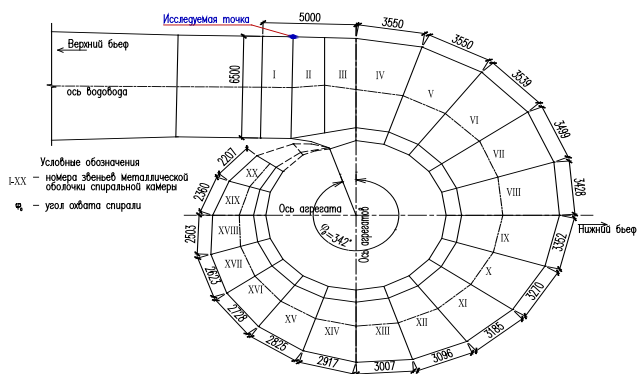
Такие конструктивные решения (представленные в нормах) приняты на основе многолетнего опыта проектирования и строительства крупных ГЭС в нашей стране. При этом большинство крупных станций было возведено с наиболее рациональной стальной конструкцией, и только в случаях превышения параметром  $PD$  значения 12000 кН/м были приняты решения о применении спиральных камер агрегатов сталежелезобетонной конструкции без мягкой прокладки. Сталежелезобетонная конструкция с мягкой прокладкой не получила практического применения. В таблице показаны основные показатели спиральных камер крупнейших ГЭС на территории СССР.

Применение численных методов, а также бурное развитие вычислительной техники в 1990-2000-х годах, позволяет выполнять расчёты напряженно-деформированного состояния такой геометрически сложной конструктивной системы, как турбинный блок совместно со спиральной камерой без значительных упрощений и допущений, на действие различных сочетаний статических, динамических нагрузок, температурных и сейсмических воздействий.

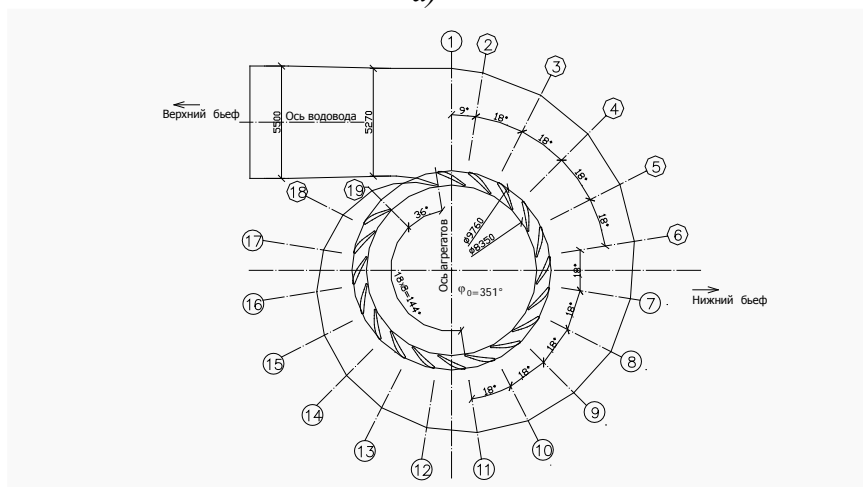
Ниже приводятся основные положения расчётных исследований методом конечных элементов турбинных блоков двух действующих гидроэлектростанций, выполненных в 2009-2010 гг., в которых принимали участие авторы статьи: Саяно-Шушенской ГЭС на р. Енисей, а также Загорской ГАЭС на р. Кунье. Обе станции являются действующими, и эксплуатируются длительное время на полную проектную нагрузку.

В результате аварии, произошедшей 17 августа 2009 г., турбинный блок спиральной камеры гидроагрегата № 2 Саяно-Шушенской ГЭС был подвержен значительному ударному воздействию со стороны упавшего гидроагрегата. Характер воздействия и его масштабы выходили за рамки рассмотренных в проекте расчетных случаев, что породило закономерный вопрос о работоспособности конструкции. Инструментальные обследования, проведенные ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденева», не выявили серьезных повреждений. В целях подтвер-

ждения работоспособности турбинного блока со сталежелезобетонной конструкцией спиральной камеры было принято решение о проведении комплексного поверочного расчета методом конечных элементов.



а)



б)

Схемы спиральных камер Саяно-Шушенской ГЭС (а) и Загорской ГАЭС (б)

Спиральная камера СШГЭС – одноподводная с углом охвата  $342^{\circ}$ . Диаметр входного сечения камеры составляет 6,5 м. Стальная оболочка толщиной 36...40 мм выполнена из стали 10ХСНД с пределом текучести 390 МПа. В сечениях с малыми радиусами используется сталь 09Г2С с пределом текучести 305 МПа. Железобетонная оболочка состоит из одного ряда меридиональной (кольцевой) и тангенциальной (торовой) арматуры класса А-III с максимальными диаметрами, соответственно, 60 и 45 мм. Массив блока спиральной камеры выполнен из бетона класса В25. Схема спиральной камеры Саяно-Шушенской ГЭС представлена на рис. а.

В процессе разработки новой конструкции блока спиральной камеры Саяно-Шушенской ГЭС были проведены обширные исследования различных вариантов конструкции, на основании которых была выявлена оптимальная конструкция, подвергнутая испытаниям на трех

крупномасштабных моделях (М 1:6,4). Модельные испытания проходили в следующей последовательности: испытание до обетонирования стальной оболочки спиральной камеры и статора турбины внутренним давлением 0-1,23-0 МПа; испытания турбинного блока со сталежелезобетонной спиральной камерой давлением 0-1,10-1,65-2,20-2,86-0 МПа при первых двух циклах загрузки и давлением 0-2,86-0 МПа при многократном нагружении модели (тысяча циклов); перегрузка модели давлением – 0-4,30-5,70-8,20 МПа.

Расчетные исследования НДС турбинного блока со спиральной камерой выполнялись в ОАО «Ленгидропроект» методом конечных элементов с использованием программного комплекса Cosmos Works Simulation Premium в рамках пространственной задачи теории упругости. В расчетную область включались: железобетонный массив здания ГЭС, стальная облицовка проточной части, несущие элементы строительных конструкций здания ГЭС, стальные элементы гидротурбинного и механического оборудования, скальный массив основания мощностью 15,0 м.

При моделировании железобетонной части блока, окружающей спиральную камеру, воспроизводилось трещинообразование, характерное для сталежелезобетонных конструкций, а также кольцевое и торовое армирование. Условия трещинообразования в железобетонной оболочке и включение в работу арматуры были реализованы путем задания анизотропии свойств железобетона при понижении модуля массива блока деформации по характерным направлениям.

Было рассмотрено множество вариантов основных и особых сочетаний нагрузок, учитывающие различные режимы работы станции, в том числе с учётом *сейсмического воздействия* интенсивностью 7,5 баллов на площадке расположения здания ГЭС.

В результате расчета получено напряженно-деформированное состояние турбинного блока (включая стальную оболочку спиральной камеры и арматуру) для каждого из сочетаний нагрузок. Наиболее неблагоприятное напряженное состояние железобетонной части блока спиральной камеры получено при расчете на особое сочетание нагрузок с учетом гидравлического удара.

При основном сочетании нагрузок эксплуатационного периода максимальные значения приведенных напряжений на боковой грани стальной оболочки в районе входного сечения составляют 65,3 МПа. Максимальные приведенные напряжения для особого сочетания нагрузок с учетом гидравлического удара составили 86,7 МПа, а при особом сочетании с учетом сейсмического воздействия – 77,0 МПа. Напряжения в арматуре железобетонной части спиральной камеры, полученные в расчетах, изменяются в диапазоне 28,6...48,0 МПа и соответствуют натурным данным. Расхождение между натурными и расчетными значениями напряжений в кольцевой арматуре не превышает 15%.

Таким образом, турбинный блок здания СШГЭС, включающий спиральную камеру, сохранил работоспособность после аварии, имеет достаточный запас прочности и может эксплуатироваться в дальнейшем.

Расчетные исследования турбинного блока здания Загорской ГАЭС проводились в ЗАО «ИЦ СКТЭ» в связи с необходимостью оценки работоспособности после 20-летнего периода эксплуатации. Спиральная камера стального типа с мягкой войлочной прокладкой толщиной 30 мм в верхней части, удаленной от верхнего статорного кольца на расстояние  $\approx 1$  м, является одноподводной с углом охвата  $351^\circ$ . Диаметр входного сечения камеры составляет 5,3 м.

Стальная оболочка переменной толщины: на входном участке толщина 32 мм, а в верхней околостаторной зоне – 36 мм; далее толщина оболочки постепенно уменьшается по длине спирали (см. рис. б). Армирование бетонного массива турбинного блока вокруг спиральной камеры выполнено конструктивно. Кольцевая арматура над спиралью и по боковой поверхности из  $\varnothing 25$  А-II с шагом 250 мм, торовая арматура на этом же участке из  $\varnothing 25$  А-II с шагом 500 мм. Верхняя околостаторная зона дополнительно усилена консольной арматурой из  $\varnothing 25$  А-II с шагом 250 мм и торовой арматурой из  $\varnothing 25$  А-II с шагом 250 мм. Бетон турбинного блока марки М250, что соответствует классу В20, в околостаторных зонах – М300 (В22,5).

Расчётные исследования турбинного блока Загорской ГАЭС выполнялись методом конечных элементов в плоско приведённой и осесимметричной постановках с учетом натуральных данных. В конечно элементные модели были включены все конструктивные элементы (стальные и железобетонные) реальной конструкции. Расчёты выполнялись на основные и особые сочетания нагрузок с учётом температурных воздействий. Пошагово-итерационным методом были смоделированы трещины в железобетоне.

При основном сочетании нагрузок эксплуатационного периода максимальные значения приведенных напряжений в стальной оболочке наблюдаются в верхней зоне под мягкой прокладкой на участке входного сечения и составляют 129,5 МПа. При особом сочетании нагрузок с учетом гидравлического удара – 155,5 МПа. Напряжения в кольцевой арматуре над мягкой прокладкой во входящем сечении достигают значений  $\sigma_s = 112,7$  МПа при основном сочетании нагрузок и  $\sigma_s = 168,2$  МПа при особом сочетании нагрузок с учётом гидроудара. Напряжения в торовой арматуре  $\sigma_s = 85,4$  МПа (основное сочетание) и  $\sigma_s = 95,7$  МПа (особое сочетание). Напряжения в арматуре по боковой поверхности спирали имеют более высокие значения, но не превышают предельно допустимые. Под спиральной камерой (где арматура не была установлена) расчётами были получены трещины в бетоне, наличие которых подтверждается также натурными наблюдениями.

В результате расчётных исследований было определено, что конструктивные элементы турбинного блока Загорской ГАЭС находятся в работоспособном состоянии; даны рекомендации по установке дополнительной контрольно-измерительной аппаратуры.

УДК 627.82

## **ИЗУЧЕНИЕ ТРЕЩИНОВАТОСТИ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ПОМОЩЬЮ ИНДИКАТОРНЫХ МЕТОДОВ**

*Д.А. Манукьян – д-р техн. наук, профессор  
ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет  
природообустройства», г. Москва, Россия*

### **Введение**

Наиболее распространенными основаниями гидротехнических сооружений, возводимых в Сибирском регионе России, являются скальные грунты, что связано с широким развитием здесь вулканогенных и осадочных образований. Последние представлены преимущественно

карбонатными, сильно закарстованными породами. В связи с этим изучение трещиноватости становится фундаментальным направлением изысканий под гидротехнические сооружения. В настоящее время данная проблема решается, как правило, с помощью косвенных фильтрационных методов: откачек, наливов или нагнетаний в скважины. Результаты фильтрационных опытов, выражаемые в величинах коэффициентов фильтрации, несмотря на их практическую важность и широкое использование при проектировании гидротехнических и других инженерных сооружений, дают в основном снивелированное представление о структуре трещиноватости массива скальных пород. Ни коэффициент фильтрации, ни удельные водопоглощения не дают представление о геометрических особенностях трещин, их размерах и распределении в пространстве.

Прежде чем излагать теорию и методику экспериментального опробования скальных массивов, рассмотрим наиболее перспективные модели, описывающие фильтрацию подземных вод в трещиноватых средах. Максимально приближенной к натуре, по-нашему мнению, является модель, когда горная порода представляется в виде системы пористых блоков, разделенных статистически распределенными трещинами ( $J$ ). Фильтрация в подобной трещиновато-пористой среде или среде с двойной пористостью происходит в основном по трещинам, в то время как пористые блоки играют роль емкостей. Определяющими фильтрацию особенностями в подобных условиях являются: неравномерность скоростей фильтрации, связанная с фильтрационной неоднородностью трещиноватой среды и фильтрация в пористых блоках. Основными параметрами фильтрационного потока являются, таким образом, параметр макродисперсии и величина активной пористости.

Следует подчеркнуть, что вопросы изучения трещиноватости горных пород, также как и особенности пористых сред, имеют фундаментальное значение для расчетов миграции подземных вод в природных средах.

Исходя из вышесказанного, возникает необходимость в широком использовании новых методов экспериментального опробования природных сред с целью количественной оценки их фильтрационной неоднородности, геометрических особенностей трещиноватости скальных массивов.

В настоящее время наиболее перспективными в этом отношении являются индикаторные методы, суть которых заключается в закачке (наливке) индикаторного раствора в скважину с постоянным расходом  $Q$  и концентрацией индикатора  $C$ . По наблюдательным скважинам, расположенным в зоне распространения индикатора, замеряется концентрация  $C(X, t)$ . Выбор индикаторного раствора определяется геолого-гидрогеологическими условиями конкретного объекта, а также техническими возможностями применения того или иного индикатора. В качестве последнего могут быть использованы солевые индикаторы (высокоминерализированные растворы различных солей) радиоактивные изотопы; цветные индикаторы, представляющие собой растворы различных красителей; тепловые индикаторы, то есть природные зоны, имеющие отличную от пластовой температуру.

#### *Основные теоретические положения миграции подземных вод*

Процесс фильтрации индикаторов в трещиноватой или пористой среде описывается дифференциальным уравнением конвективной диффузии (дисперсии) (1), (3)

$$n_s \frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - V \frac{\partial c}{\partial x}, \quad (1)$$

где  $\bar{C}$  – относительная концентрация (или температура), равная

$$\bar{C} = \frac{c(X, t) - c_o}{c^o - c_o};$$

$c_o$  – фоновая концентрация (температура) индикатора;

$n_o$  – коэффициент эффективной пористости (пустотности);

$D$  – коэффициент дисперсии;  $V$  – скорость фильтрации.

Указанные параметры – коэффициенты эффективной пористости (или коэффициент пустотности) и дисперсии являются основными параметрами, определяющими интенсивность миграции подземных вод различного состава в различных природных средах.

Первый из них характеризует емкостные свойства пласта, степень его пустотности; в то же время данный параметр учитывает изменение данных свойств, которые происходят в результате сорбции или ионного обмена.

Коэффициент дисперсии  $D$  в общем случае может быть представлен в виде (2), (3)

$$D = D_m + \delta_1 V + \delta_2 V^2, \quad (2)$$

где  $D_m$  – коэффициент молекулярной диффузии;

$\delta_1, \delta_2$  – параметры микро- и макродисперсии.

Второе и третье слагаемые характеризуют фильтрационную неоднородность как пористой, так и трещиноватой сред. В нарушенных условиях параметр дисперсии сводится к выражению

$$D = \delta_2 V^2, \quad (3)$$

причем для коэффициента макродисперсии справедлива следующая оценочная формула

$$\delta_2 = \frac{m'(m_o + m')}{8D_m}, \quad (4)$$

где  $m'$  – линейные размеры блоков;

$m_o$  – ширина трещин между блоками.

Для определения рассмотренных параметров  $n_{эф}$ ,  $\delta_2$  предлагается проведение различных видов полевых опробываний пластов, основными из которых являются:

- а) кустовая схема при непрерывном запуске индикатора;
- б) односкважинная схема при непрерывном запуске индикатора;
- в) кустовая схема опробывания по способу «индикаторной волны».

Основное решение задачи, описывающее распределение относительной концентрации индикаторной жидкости при непрерывном ее запуске в скважину с постоянным дебитом  $Q$  имеет вид (3), (4)

$$C = 0,5 \operatorname{erfc} \xi_1, \quad (5)$$

$$\xi_1 = \frac{\pi n_o r^2 - Q_t}{2Q \sqrt{\delta_2 n_o t}}, \quad (5a)$$

где  $l$  – опробываемый интервал пласта;  $r$  – расстояние от центральной до наблюдательной скважины;  $t$  – время наблюдения, отсчитываемое от начала опыта.

Остальные обозначения прежние.

Однако непрерывная закачка индикатора в пласт в течение даже нескольких суток с достаточным дебитом связана со значительными трудностями по приготовлению индикаторной жидкости. Кустовая схема опробования по методу индикаторной волны представляется более простой, так как требует приготовления относительно небольшого количества индикаторной жидкости, после чего проводится налив пластовой воды.

Если решение задачи для непрерывного налива (5) представить в виде  $C = \Phi(r, t)$ , то решение задачи для схемы «Индикаторной волны» представляется в виде

$$C = \Phi(r, t) - \Phi(r, t - t_u), \quad (6)$$

где  $t_u$  – время запуска индикаторного раствора.

Рассмотрим далее на основе полученных решений типа (5) и (6) методику определения искомых миграционных параметров по характеру выходной кривой. Последняя строится по данным измерения концентрации в наблюдательной скважине в виде графика изменения относительной концентрации  $C(r, t)$  от времени. Согласно выходной кривой по прохождению максимальной относительной концентрации  $\bar{C}_{\max}$ . В момент времени  $t_{\max}$  может быть определена величина коэффициента эффективной пористости (4)

$$n_s = \frac{Q}{\pi r^2} (t_{\max} - 0,5t_u). \quad (7)$$

Затем по величине относительной концентрации определяется параметр макродисперсии  $\delta_2$ , используя для этого график, приведенный в указанной выше работе.

По величине  $a = t/t_{\max} - 0,5$  и  $\bar{C}_{\max}$  определяется величина  $\beta$ , по которой рассчитывается параметр макродисперсии  $\delta_2$

$$\delta_2 = \frac{\pi r^2 i \beta}{Q_u}. \quad (8)$$

*Исследование трещиноватости карбонатных пород левого примыкания плотины Максимо*

Изложенная методика определения геометрических особенностей трещиноватых пород и миграционных параметров водоносных горизонтов была использована для характеристики карбонатных пород, залегающих в левом примыкании проектируемой плотины «Максимо». Основные вопросы, стоящие перед экспериментом по закачке индикаторной жидкости, сводились к следующим:

определение характеристик трещиноватости – пустотности, размеров трещин и блоков – карбонатных пород;

выяснение гидрогеологического характера разлома, по которому контрактируют трещиноватые известняки и вулканическая брекчия;

установление возможной связи между трещиноватыми известняками, расположенными в зоне обходной фильтрации, и карстовыми воронками, расположенными в нижнем бьефе.

*а. Определение миграционных параметров*

Для решения перечисленных проблем в зоне левого примыкания был разбурен створ из трех скважин – одной центральной № 1 и двух наблюдательных скважин № 2 и 3 – для проведения опыта по методу индикаторной волны. Первые две скважины располагались в зоне развития карбонатных пород и вскрывали их на глубину порядка 25,0 м, третья сква-

жина приурочена к полю развития вулканической брекчии и имеет глубину 25 м. Последнюю скважину от первых двух отделяет достаточно четко выраженный разлом, гидрогеологический характер которого без проведения специальных опытных работ не представляется возможным. Расстояния между рассмотренными скважинами луча составляют, соответственно, между № 1 и 2 – 13,3 м и между № 2 и 3 – 15,45 м.

В качестве индикаторной жидкости был использован раствор органического красителя – флюоростеина. Данный раствор с начальной концентрацией  $C^0 = 70^0$  (определение цветности красителя проводилось с помощью оптического колориметра) запускался в скважину № 1 с дебитом  $Q = 1,2$  л/с в течение  $t_u = 2,0$  ч, после чего в течение 5 ч проводился налив пластовой воды. Последняя откачи-валась из скважины, расположенной на расстоянии более 200 м от места проведения опыта.

Наблюдение за прохождением красителя проводилось в скважинах № 2 и 3. Результаты определения цветности подземных вод, отобранных в скважине № 2, представлены в виде выходной кривой цветности индикатора.

По моменту прохождения максимального значения цветности в скважине № 2, соответствующего  $t_{\max} = 0,27$  на основе зависимости (7) определяется значение эффективной пористости при  $l = 10$  м,  $r = 13,3$  м,  $t_u = 0,09$

$$n_p = \frac{104(0,3 - 0,04)}{3,14 \cdot 5 \cdot 177} = 0,01.$$

Величина параметра макродисперсии, рассчитанной с помощью выражения (8) и экстраполяции графика № 1 при принятых значениях  $\alpha = 0,3$ ,  $\bar{C} = 0,2$  и, соответственно,  $\beta = 4 \cdot 10^{-2}$ , оказывается равной

$$\delta_2 = \frac{3,14 \cdot 177 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 10^{-2}}{104} = 1 \text{ сут.} \quad (9)$$

Исходя из полученной величины  $\delta_2$  из выражения (4), определим характеристику трещиноватости исследуемой зоны. Для этого преобразуем (4) следующим образом

$$\delta_2 = \frac{m'(m_o + m')}{8D_m} \approx \frac{m'^2}{8D_m}, \quad (10)$$

Исходя из того, что линейные размеры трещиноватых блоков существенно больше размеров трещин между ними, то есть  $m' \gg m_o$ ,  $D_m = 10^{-4}$  м<sup>2</sup>/сут, искомая величина  $m' = \sqrt{8 \cdot 10^4 \cdot 1} = 0,03$  м.

Полученное значение хорошо согласуется с данными микроскопического изучения кернового материала, в частности, по скважине № 46. Величина пористости  $n_p = 0,01$  характеризует высокое содержание слабонепроницаемого заполнителя, что также согласуется с результатами бурения.

Следует далее отметить, что ни в наблюдательной скважине № 3, ни в карстовых воронках не была обнаружена индикаторная жидкость ни во время опыта, ни по данным последующих наблюдений. Это позволяет сделать вывод о весьма затрудненной связи между карбо-



натными породами в зоне левого примыкания плотины, с одной стороны, и вулканической брекчией и карстовыми воронками – с другой.

#### *б. Определение фильтрационных параметров*

По данным проведенного опыта представляется возможным определить также и фильтрационные параметры. Эта возможность основывается, прежде всего, на том, что данный опыт представляет собой налив в скважину, вскрывающую безнапорные воды карбонатных отложений.

Основной расчетной зависимостью для определения коэффициента фильтрации принимается формула Дюпюи

$$K = 0,732 \frac{Q}{H(2m + H)} \lg \frac{R}{r_c}. \quad (11)$$

Полагая в качестве исходных данных  $m = 12,5$  м,  $H = 12$  м,  $K = 50$  м и  $r_c = 0,064$  м, получаем в качестве искомого значения  $K_\phi = 0,5$  м/сут.

### **Выводы**

Полученные фильтрационные и миграционные характеристики карбонатных пород, а также результаты гидрогеологических наблюдений в зоне левого примыкания позволили ответить на поставленные выше вопросы, а также сделать достаточно интересные сравнения.

1. Карбонатные породы в зоне левого примыкания плотины «Максимо» характеризуются весьма низкими миграционными параметрами, что говорит как о сильной трещиноватости исследуемых отложений – размер щебнистого материала варьирует в пределах 3...5 см, так и наличии супесчано-суглинистого заполнителя.

2. В гидрогеологическом отношении тектонический разлом, установленный между известняками и вулканической брекчией, является слабопроницаемым.

3. Связь между карбонатными породами, залегающими в зоне обходной фильтрации левого примыкания плотины «Максимо» и карстовыми воронками, расположенными в нижнем бьефе, существует весьма затрудненная.

4. Полученная в результате данного опыта по запуску индикаторной жидкости фильтрационная характеристика пород (коэффициент фильтрации, равный 0,5 м/сут), позволяет получить весьма интересное соотношение с коэффициентом пористости, равным 0,01.

В заключении следует отметить, что данная методика определения миграционных параметров является фундаментальной для прогноза изменения качества подземных вод при крупном водоотборе при подсосе цветных вод, интрузиях соленых морских вод, некачественных промышленных сбросов.

### **Библиографический список**

1. Бочевер Ф.М. и др. Основы гидрогеологических расчетов. – М.: Недра, 1968.
2. Манукьян Д.А., Рошаль Н.А. Определение параметров миграции для прогноза изменения качества подземных вод при водоотборе. //Разведка и охрана недр. 1973. № II С. 41-47.
3. Шестаков В.М. К теории фильтрации растворов в грунтах. /В сб. «Вопросы формирования химического состава подземных вод». – М., 1971. С. 192-218.

УДК 624.004.69

## **ЗАМКНУТЫЙ МЕТОД РЕАЛИЗАЦИИ КОМПЛЕКСНОЙ РЕКОНСТРУКЦИИ ЖИЛЫХ ОБЪЕКТОВ НЕДВИЖИМОСТИ. ЭКСПЕРТИЗА ПРОЕКТОВ РЕКОНСТРУКЦИИ**

*Г.К. Муталибова – канд. техн. наук*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г.  
Москва, Россия*

Статья посвящена обоснованию необходимости реализации замкнутого метода комплексной реконструкции жилых объектов недвижимости и основам оценки проектов реконструкции.

В жизни России и других стран в настоящее время происходят немалые изменения в области реконструкции и реставрации архитектурного наследия. Происходит реконструкция жилых домов первых массовых серий, переоборудование старого жилого фонда под торговые и офисные помещения, восстановление культовых зданий. Работы при этом далеко не всегда ведутся архитекторами и строителями, имеющими достаточные профессиональные знания, умения и навыки. А рыночные условия и децентрализация проектного и подрядного дела затрудняют контроль за соблюдением научно обоснованных требований к строительным материалам, технологии, организации и экономике единого процесса инвестирования – проектирования – воссоздания – эксплуатации объектов нашего быта, культуры и истории.

Почти все города, в которых расположены объекты культурного наследия, являются развивающимися мегаполисами – отсюда возникает одна из важнейших задач их дальнейшего развития – согласование интересов охраны историко-культурного наследия с необходимостью развития и реконструкции территорий. Для успешного решения данной задачи сначала необходимо разрабатывать основные Концепции Генерального плана. Концепции Генерального плана должны быть ориентированы на охрану объектов культурного наследия и на решение неотложных градостроительных проблем и ликвидацию острых диспропорций в развитии города.

Например, при разработке Генерального плана крупного мегаполиса, в качестве основных целей охраны объектов культурного наследия, необходимо рассмотреть: выделение объектов и параметров исторической среды, представляющих ценность (предметов охраны) и подлежащих безусловному сохранению; формулирование направлений и методов допустимых преобразований, обеспечивающих сохранение предметов охраны, создание системы ограничений этих преобразований.

Основными положениями первоочередных градостроительных программ и проектов должно стать:

увеличение средней жилищной обеспеченности до  $23 \text{ м}^2/\text{чел}$ ;

увеличение объемов транспортного строительства;  
инженерное обеспечение основных районов массового строительства и реконструкции;  
программа реконструкции пятиэтажного и ветхого жилищного фонда;  
программа ликвидации коммунального заселения;  
программа развития социального жилищного фонда;  
достижение обеспеченности комплексами социально гарантированных объектов образования, воспитания, здравоохранения, торговли и культурно-бытовой сферы.

В пылу территориальной экспансии, когда ежегодно вводились в строй миллионы квадратных метров жилья, города перешагивали через проблемные территории и двигались дальше. Теперь пришло время выравнивания качества городской ткани. Но пока вложения в капитальный ремонт жилья покрывают не более 6...10% от потребности, а межремонтные сроки возросли втрое [1]. Если исходить из необходимости капитального ремонта, хотя бы раз в 30 лет, нужно капитально отремонтировать и модернизировать к 2015 г. 180...200 млн м<sup>2</sup> жилого фонда. Как следствие возникают проблемы технологии, экономики, организации и строительных материалов для реконструкции и реставрации объектов недвижимости.

Проблема реконструкции, несмотря на свою актуальность, до настоящего времени не получила глубокого теоретического обоснования. Отдельные разработки в области реконструкции зданий, технико-экономического обоснования реконструкционных процессов не обеспечивают комплексного решения проблем. Реконструкция, представляет собой коренное переустройство, переделку с целью усовершенствования, комплекс организационных и технических мероприятий, направленных на устранение морального и физического износа зданий в целом или отдельных их элементов и систем. Опытные данные показывают, что реконструкция отдельных строений в сложившейся застройке препятствует применению прогрессивных методов работы, оптимальных инженерных решений и современных методов организации строительства. В целом, реконструкция должна носить комплексный характер с учетом требований по перспективному развитию всего города, отдельного квартала или объекта. В условиях дефицита бюджетных средств, требуется разработка решений, обеспечивающих финансирование процесса реконструкции за счет внебюджетных источников. Как показывает практика, наиболее целесообразен путь квартальной реконструкции, учитывающий решение градостроительных, экономических и социальных аспектов задачи. В условиях острого дефицита площадок под застройку интерес инвесторов к квартальным реконструкциям начал расти приблизительно быстро: уже в конце 2002 г. произошел резкий скачок инвестиционного спроса на квартальные реконструкции.

Для определения оптимальной очередности проведения реконструкции в рамках ее комплексного осуществления необходимо провести анализ застройки и отбор опорных зданий и сооружений. К опорным могут быть отнесены здания и сооружения:

- не нуждающиеся в реконструкции;
- не попадающие в зоны нового строительства;
- имеющие физический износ основных конструктивных элементов (фундаментов и стен), не превышающий предельно допустимый (для зданий со стенами 1А класса капитальности – 68%, 1 класса – 65%, 2 класса – 60%, и 3 класса – 50%);
- высотой более 3-х этажей (около 8,5 м);
- полезная площадь которых составляет более 300 м<sup>2</sup>;

соответствующие современным санитарно-гигиеническим требованиям (инсоляции, санитарные разрывы, аэрационный и шумовой режимы).

Немаловажным критерием в определении очередности проведения реконструкции является соответствие объемно-планировочных решений здания современным требованиям. Исходя из современных условий развития территорий и реконструкции объектов, находящихся в худшем техническом состоянии и имеющих значительный моральный износ. Такой подход позволит вкладывать средства в реконструкцию объектов, степень воссоздания или изменения которых является наиболее высокой и, соответственно, возврат средств гарантирован в большей степени. Объекты, которые в связи с аварийным состоянием не подлежат реконструкции, следует ликвидировать и освобожденный земельный участок направить в систему градостроительного развития территорий. Функциональное назначение объектов реконструкции необходимо изменять в соответствии с учетом избытка в районе квалифицированной рабочей силы и мест эффективного сбыта продукции, работ и услуг. В связи с этим, следует учитывать средства на выявление окружения каждого проекта реконструкции, в частности на исследование рынков труда и продукции, работ, услуг. Наличие синергетического эффекта от реализации всех проектов позволяет отнести комплексную реконструкцию объектов городской сферы к интенсивным методам организации работы, которые обеспечат повышение экономической, коммерческой, бюджетной, социальной и экологической эффективности реконструкции при более низких значениях инвестиционных рисков при учете всех рассмотренных элементов проекта реконструкции.

Комплексная реконструкция обеспечивает:

- повышение эффективности коммерческих объектов недвижимости;
- устойчивый экономический рост в отдельных секторах рынка недвижимости;
- улучшение организации туристического бизнеса;
- интенсивный тип воспроизводства основных фондов.

Улучшение большинства технико-экономических показателей зданий и сооружений исторического центра.

При проведении комплексной реконструкции необходимо в реконструкцию каждого объекта закладывать средства на благоустройство близлежащих территорий, дорог и транспортной инфраструктуры. Такой подход позволит поддерживать городскую среду в устойчивом, благоприятном с градостроительной точки зрения состоянии.

При определении размера денежных средств на комплексную реконструкцию при разработке ее проектов необходимо учитывать следующие данные.

1. *Способы и структуру финансирования* и оценка расходов. Средняя общая сумма программ комплексной реконструкции составляет около 50 млн дол. (для Санкт-Петербурга) [2]. Эта смета расходов носит приближенный характер. Фактические расходы и условия финансирования, в том числе любые не льготные условия, зависят от конкретных стратегий и программ, решение об осуществлении которых принимает правительство города. Основным сдерживающим фактором привлечения частных инвестиций для реализации проектов комплексной реконструкции застройки является необходимость высоких предпроектных затрат. Повысить инвестиционную привлекательность проектов возможно только за счет эффективного вложения бюджетных средств, в подготовку объектов, включающую:

- инвентаризацию, с составлением перечня объектов, свободных от прав третьих лиц;

техническую подготовку исходных данных, разрешительной документации об объектах; подготовку инвестиционно-тендерной документации, определение условий передачи объектов инвесторам.

Исполнители проектов комплексной реконструкции должны иметь необходимые полномочия и инструменты для привлечения внебюджетных источников финансирования, нести ответственность за выполнение проектов в полном объеме, достижение конечных результатов и за возврат вложенных бюджетных средств, получать доходы от реализации проектов. Такая схема является достаточно эффективной и привлекательной для инвесторов, поскольку не требует длительного и практически планируемого отвлечения оборотных средств на подготовительном этапе без получения прибыли.

*2. Научно-технические средства.* Специализирующимся в этой области ученым и инженерам следует сотрудничать с должностными государственными лицами, занимающимися вопросами городского и регионального планирования, чтобы передать последним базовые знания и средства, необходимые для уменьшения ущерба от стихийных бедствий, а также экологически нерационального развития.

В последнее время в нашей стране развивается предпринимательская деятельность, связанная с превращением объекта недвижимости в другой, новый объект с иным функциональным назначением, в результате чего стоимость объекта возрастает, в западной экономике это называется редевелопментом, то есть вторичной застройкой. В отечественной практике это направление называется развитием территории. Редевелопер – это лицо, управляющее процессом развития территорий. Важными участниками развития территорий являются органы власти: выборные лица – носители социального заказа со стороны населения и городская администрация, в функции которой входит весь комплекс управляющих воздействий в городе. И наконец, последний крупный субъект взаимоотношений – инвестор, который может быть заказчиком или посредником между девелопером и окончательным собственником объектов городской недвижимости на территории города. Концепция инвестиционного развития территорий должна соответствовать основным законодательно установленным принципам общей стратегии экономического и инвестиционного развития субъекта Федерации, города, муниципального и или другого территориального образования. Как уже указывалось, в условиях острого дефицита площадок под застройку интерес инвесторов к квартальным реконструкциям растет стремительно с формированием агентств развития территорий. Появился вид предпринимательской деятельности – редевелопский. Основными задачами данных агентств являются: активация процесса развития территорий города в целях повышения их стоимости; стимулирование инвестиционной деятельности; привлечение внебюджетных средств в развитие объектов недвижимости; создание новых рабочих мест; улучшение экологической обстановки; повышение доходности объектов городской недвижимости.

Подготовка территории – комплекс мероприятий, проводимых агентством для привлечения инвестиций в строительство и реконструкцию объектов недвижимости; включая разработку инвестиционно-тендерной документации на объекты инвестирования и, в случае необходимости, градостроительной документации по территории. Кроме того, подготовка территории может включать: разработку предпроектной документации по объектам инвестирования, инженерную подготовку территории и иные мероприятия, направленные на повышение инвестиционной привлекательности территории. Использование практики создания таких

агентств может явиться достаточно эффективным средством привлечения внебюджетных инвестиций в комплексную реконструкцию застройки города.

Одним из важнейших критериев оценки проектов реконструкции зданий и сооружений является технологичность их реализации. До 60% затрат на возведение зданий и сооружений зависит от технологичности проектных решений. Это утверждение в еще большей степени относится к реконструкции жилых зданий. Несмотря на большое количество исследований в области выбора проектных решений зданий и сооружений на практике вариантная проработка проектов реконструкции почти не применяется. Это связано с низкой стоимостью проектирования, в то же время немногие примеры вариантного проектирования, показывают, что получаемый эффект превышает затраты на проектирование. Зарубежный опыт показывает, что вариантная системотехническая проработка технико-экономических обоснований оценки реконструкции, является важным направлением повышения качества проектных решений. Это позволяет сократить стадийность разработок и сроки проектирования. В США вопросам выбора основных решений на ранней стадии проектирования, оценки стоимости реконструкции и строительства придается первостепенное значение, и полученные решения закладываются в основу дальнейшей работы. При этом затраты на обоснование решений составляют примерно 15...20 % от затрат на проектирование [1].

В рамках оценки реконструкции объектов недвижимости необходимо учитывать дифференцированные затраты и доход в зависимости от вклада этих объектов в урбанизированный потенциал города, и удовлетворение основных потребностей населения, от влияния на окружающую среду и др.

Реконструкция объектов в значительной мере влияет на характер их дальнейшего использования, поэтому и значимость факторов, участвующих в оценке, должна быть разной. Например, для производственного объекта эти факторы таковы (по степени убывания значимости): производственный, транспортный, социальный, природный; для жилого объекта: природный, социальный, транспортный, производственный; для социально-бытового: транспортный, социальный, производственный, природный; для культурного объекта добавляются такие факторы, как эстетический, культурно-ценностный, нравственный и т.д.

В основе массовой реконструкции, например, зданий «первых поколений» массового жилого строительства, должен лежать комплексный градостроительный подход, направленный как на увеличение плотности застройки, так и на решение социальных и энергосберегающих проблем не только в пределах квартала, но и района в целом. При этом преследуются две основные цели: преобразование старой застройки по современным законам градостроительного искусства и улучшение условий проживания значительной части населения.

С этой целью применяется замкнутый метод реализации комплексной реконструкции жилых объектов недвижимости. Он заключается в оценке градостроительной ситуации в целом, когда реконструкция проводится на основе учета физического и морального износа жилых домов, градостроительной, историко-культурной и ландшафтной ценности участка застройки. Лишь затем рассматриваются проблемы реконструкции отдельных домов, а также объектов социальной и инженерной инфраструктуры, комплексности вторичной застройки кварталов и микрорайонов объектами жилья, социально-бытового, торгового и производственного назначения, а также объектами инженерной инфраструктуры, включая стоянки и

гаражи. При этом максимально сохраняются и используются существующие жилые здания, сооружения, объекты инфраструктуры и мощности систем инженерного обеспечения.

В общем виде эта концепция застройки предопределяет новый этап в жилищном строительстве, направленный: на ликвидацию безликих кварталов путем включения их в новые архитектурно-строительные системы; на обеспечение прироста жилых помещений без расширения границ городов; на комплексное решение социальных проблем, включая сохранение для всех жителей кварталов привычных для них мест проживания.

При оценке реконструкции в каждом случае необходимо определять экономическую эффективность мероприятий, проводимых в рамках проекта реконструкции. К факторам, повышающим эффективность капитальных вложений в реконструкцию, можно отнести: снижение затрат труда в результате внедрения комплексной механизации; применение более эффективной технологии и средств механизации; сокращение сроков наращивания мощностей (по сравнению с новым строительством); больший масштаб внедрения научно-технических достижений.

### **Библиографический список**

1. Асаул А.Н., Казаков Ю.Н., Ипанов В.И.. Реконструкция и реставрация объектов недвижимости: Учебник. /Под. ред. д.э.н., проф. А.Н. Асаула. – СПб.: Гуманистика, 2005. 288 с.
2. Курбатов Ю.И., Коренная Л.Н., Чесноков В.В. Актуальные задачи реконструктивного преобразования жилых кварталов массовой застройки Санкт-Петербурга. //Дизайн и строительство. – СПб., 2003. № 1 (19).

УДК 621.034

### **ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕБОВАНИЙ К СВОЙСТВАМ МАТЕРИАЛА ПЕРЕКРЫТИЯ В КОНСТРУКЦИИ ВЫСТАВОЧНОГО КОМПЛЕКСА ПО ИНДЕКСУ ЗВУКОИЗОЛЯЦИИ ОТ ВОДОНАСОСНЫХ АГРЕГАТОВ**

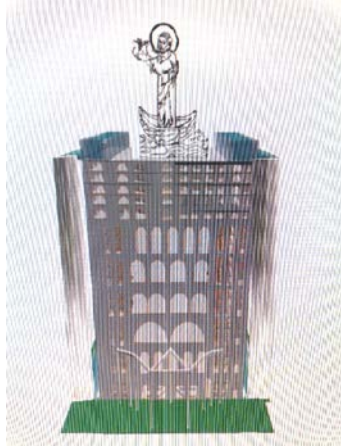
*Г.И. Микита – д-р техн. наук, доцент  
Российский университет дружбы народов, г. Москва*

В статье исследованы вопросы акустических свойств материалов перекрытия для выставочного комплекса, имеющего водные насосы. Определены индексы звукоизоляции перекрытий из железобетона и кирпичной кладки, определены условия повышенной акустической комфортности выставочных залов при использовании водных насосов и водопадов.

The author researched the article questions the acoustic properties of the materials overlap the fairgrounds, which has a water pump. The author has defined indices soundproofing floors of reinforced concrete and masonry, the conditions of high acoustic comfort of the exhibition halls at the use of water pumps and waterfalls.

Индекс звукоизоляции является классификационным параметром для типа архитектурно-сооружения. Мы рассматриваем в данной статье проект выставочного комплекса, венча-

ющего театром оперы и балета, который был представлен в качестве части проекта Международного делового центра с гостиницей континенталь-класса с президентским номером на Международную выставку в Ереване в 2010 г.



Выставочный комплекс имеет по своим торцевым частям 50-метровые водопады с подсветкой в темное время суток (рисунок).

В нулевом техническом этаже находятся водные насосные агрегаты, создающие при своей работе определенный шум.

На первом этаже выставочного комплекса находятся залы для проведения конференций.

Нулевой технический этаж отделяет от первого этажа перекрытие, толщиной в 2 м.

Исследование информации по ГОСТ 121.003-83 показало [1], что даже для творческой, руководящей, научной, педагогической, врачебной, конструкторской деятельности допустимым считается эквивалентный уровень шума  $50 \text{ дБА}$  или  $86 \text{ дБ}$ , определяемый как

$$L_S = 10 \cdot \lg \sum_{i=1}^n 10^{0,1 \cdot L_{P_i}}, \text{ дБ}, \quad (1)$$

где

для рассматриваемого случая

$$L_{P_i} = \{86; 71; 61; 54; 49; 45; 42; 40; 38\}, \text{ дБ};$$

уровень звукового давления в октавных полосах

$$f_{\text{окт},i} = \{31,5; 63; 125; 250; 500; 1000; 2000; 4000; 8000\}, \text{ Гц}$$

$$L_S = 10 \cdot \lg \sum_{i=1}^n 10^{0,1 \cdot L_{P_i}} = 10 \cdot \lg \left( \begin{array}{l} 10^{0,1 \cdot L_{P_1}} + 10^{0,1 \cdot L_{P_2}} + 10^{0,1 \cdot L_{P_3}} + \\ + 10^{0,1 \cdot L_{P_4}} + 10^{0,1 \cdot L_{P_5}} + 10^{0,1 \cdot L_{P_6}} + \\ + 10^{0,1 \cdot L_{P_7}} + 10^{0,1 \cdot L_{P_8}} + 10^{0,1 \cdot L_{P_9}} \end{array} \right) = \quad (2)$$

$$10 \cdot \lg 412349752,832 = 86,153, \text{ дБ}$$

В то же время с позиций строительной акустики, согласно СНиП II-12-77 для конференц-залов, читальных залов, зрительных залов театров допустим эквивалентный уровень шума  $40 \text{ дБА}$  или  $63,42 \text{ дБ}$ , определяемый по выражению (1).

При этом,

$$L_{P_{i,C}} = \{63; 52; 45; 39; 35; 32; 30; 28\}, \text{ дБ};$$

$$f_{\text{окт},i,C} = \{63; 125; 250; 500; 1000; 2000; 4000; 8000\}, \text{ Гц}.$$



$$L_{S,C} = 10 \cdot \lg \sum_{i=1}^{n=8} 10^{0.1 \cdot L_{Pi}} = 10 \cdot \lg \left( \begin{array}{l} 10^{0.1 \cdot L_{P1}} + 10^{0.1 \cdot L_{P2}} + 10^{0.1 \cdot L_{P3}} + \\ + 10^{0.1 \cdot L_{P4}} + 10^{0.1 \cdot L_{P5}} + 10^{0.1 \cdot L_{P6}} + \\ + 10^{0.1 \cdot L_{P7}} + 10^{0.1 \cdot L_{P8}} \end{array} \right) =$$

$$100 \cdot \lg 2199695.821 = 63.42, \text{ дБ.} \quad (3)$$

Исходя из вышеприведенного исследования, с учетом того, что проект отличается повышенной акустической комфортностью [3], для нашего проекта, индекс звуко-изоляции перекрытия должен быть значительно выше 63, дБ.

Рассмотрим, какой индекс звукоизоляции мы получим для данной конструкции при применении двух материалов:

монолитного железобетона;

силикатного пустотного кирпича на цементно-песчанном растворе.

Рассмотрим применение первого материала из монолитного железобетона:

скорость звука в железобетоне [4] –  $c_1 = 3700$ , м/с;

плотность –  $\rho_1 = 1800$  кг/м<sup>3</sup>;

при толщине  $h_1 = 2$  м;

поверхностная плотность кладки составит –

$\rho_{s,1} = 3600$  кг/м<sup>2</sup>.

Граничная частота в кладке определится [4]

$$f_{gr} = \frac{c^2}{1.8 \cdot c_1 \cdot h_1}, \text{ Гц,} \quad (4)$$

где  $c = 340$  – скорость звука в воздухе при нормальных условиях, м/с;  $c_1$  – скорость звука в рассматриваемом материале, м/с;  $h_1$  – толщина конструкции, м.

Для конструкции граничная частота составит

$$f_{gr,1} = \frac{c^2}{1.8 \cdot c_1 \cdot h_1} = \frac{340^2}{1.8 \cdot 3600 \cdot 2} = 8.9, \text{ Гц}$$

В области частот  $f_{gr} - 2 \cdot f_{gr}$  звукоизоляция не увеличивается [4]. Частота точки В частотной характеристики изоляции воздушного шума определится как

$$f_B \equiv 2 \cdot f_{gr}, \text{ Гц.} \quad (5)$$

Частота точки В частотной характеристики изоляции воздушного шума составит

$$f_{B,1} \equiv 2 \cdot f_{gr,1} = 2 \cdot 8.9 = 17.8, \text{ Гц.}$$

Далее индекс изоляции воздушного шума был определен графоаналитическим способом по СНиП II-12-77 [2]

$$I_{RV} = 50 + \Delta_{RV}, \text{ дБ,}$$

где  $\Delta_{RV}$  – поправка индекса изоляции воздушного шума, дБ.

Для перекрытия из рассматриваемой бетонной конструкции индекс изоляции воздушного шума составит

$$I_{RV,1} = 50 + \Delta_{RV,h=2} = 50 + 40 = 90, \text{ дБ.}$$

Рассмотрим, какой индекс звукоизоляции мы получим для данной конструкции при применении силикатного пустотного кирпича на цементно-песчанном растворе.

Скорость звука в кирпичной кладке [4] –  $c_2 = 2300$ , м/с;

плотность –  $\rho_2 = 1400$  кг/м<sup>3</sup>;

при толщине  $h_2 = 2$  м;

поверхностная плотность кладки составит –

$\rho_{s,2} = 2800$  кг/м<sup>2</sup>.

Граничная частота в кладке определится

$$f_{gr,2} = \frac{c^2}{1.8 \cdot c_2 \cdot h_2}, \text{ Гц}, \quad (4)$$

где  $c = 340$  – скорость звука в воздухе при нормальных условиях, м/с;  $c_2$  – скорость звука в рассматриваемом материале, м/с;  $h_2$  – толщина конструкции, м.

Для конструкции граничная частота составит

$$f_{gr,2} = \frac{c^2}{1.8 \cdot c_2 \cdot h_2} = \frac{340^2}{1.8 \cdot 2300 \cdot 2} = 13.96, \text{ Гц}.$$

Частота точки  $B$  частотной характеристики изоляции воздушного шума кирпичной кладки составит

$$f_{B,2} \equiv 2 \cdot f_{gr,2} = 2 \cdot 13.96 = 27.9, \text{ Гц}.$$

Для перекрытия из рассматриваемой кирпичной конструкции индекс изоляции воздушного шума составит

$$I_{RV,2} = 50 + \Delta_{RV,h=2} = 50 + 32 = 82, \text{ дБ}.$$

### Выводы

1. Из проведенного исследования видно, что перекрытие из железобетона имеет при той же толщине индекс звукоизоляции больше на 8 дБ, чем при использовании кирпичной кладки из силикатного пустотного кирпича на цементно-песчанном растворе.

2. При использовании кирпичной кладки из силикатного пустотного кирпича на цементно-песчанном растворе условия акустической комфортности достигаются, так как индекс звукоизоляции выше минимального на 19 дБ ( $82 - 63 = 19$ ).

3. При использовании железобетона условия акустической комфортности достигаются еще лучшие – индекс звукоизоляции выше минимального на 27 дБ ( $90 - 63 = 27$ ).

### Библиографический список

1. ГОСТ 121.003-83 Система стандартов безопасности труда. Шум. Общие требования безопасности. Введ. с 01.07.84. – URL ИНФОСАЙТ.ру, Библиотека гостей, стандартов и нормативов. Система стандартов безопасности и труда. Шум. Общие требования безопасности. ГОСТ 12.1.003-83. -2011, [http://www.infosait.ru/norma\\_oc/4/4652/index.htm](http://www.infosait.ru/norma_oc/4/4652/index.htm).
2. СНиП II-12-77 Строительные нормы и правила. Часть II. Нормы проектирования. Глава 12. Защита от шума. Введ. с 1978-07-01. – URL Строительные нормы и правила. Часть II.

Нормы проектирования. Глава 12. Защита от шума. 2011, <http://www.vashdom.ru/snip/П-12-77/>.

3. Микита Г.И. Зал театра оперы и балета: архитектурный акустический проект. /Вестник МОАЭБП, 2009. Вып.6 (13). С. 155-159.
4. Ковригин С.Д., Крышов С.И. Архитектурно-строительная акустика: Учебное пособие. 2 изд.– М.: Высшая школа, 1986. 256 с.

## **ВЛИЯНИЕ ВРЕМЕНИ ЗАКРЫТИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОЙ ЗАДВИЖКИ НА ВЕЛИЧИНУ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ**

*С.Ю. Переверзев – аспирант  
ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет  
природообустройства», г. Москва, Россия*

Приводятся существующие принципы расчёта гидравлического удара, возникающего в результате закрытия гидроавтоматической задвижки, в простом трубопроводе и в разветвлённых сетях, а так же материалы исследований.

В закрытых оросительных сетях (ЗОС) находят широкое применение системы с групповой работой дождевальных машин (ДМ) «Фрегат». Использование этих машин определённым образом влияет на работу всей закрытой оросительной сети.

Гидравлический удар, возникающий в простых трубопроводах, при закрытии гидроавтоматической задвижки ДМ, принято рассматривать как ряд последовательных мгновенных частичных закрытий, причём каждое из них вызывает волну давления, пропорциональную величине уменьшения скорости движения воды в трубопроводе ЗОС. Каждая из этих волн движется к насосной станции и обратно.

Давление в любой точке трубопровода получают алгебраическим суммированием всех прямых и отражённых волн повышения давления. Поэтому давление у задвижки будет все время возрастать в течение первой фазы  $\tau = 2L/a$ , то есть до того момента, пока отражённая волна не достигнет задвижки ( $a = x/t$  – скорость распространения волны давления вдоль трубопровода, равная скорости звука в воде внутри трубопровода).

В любом же разветвлении трубопровода наблюдается сложная картина интерференции ударных волн.

Использование принципа суперпозиции волн позволяет свести процесс расчёта к отдельным расчётам (необходимо рассматривать в отдельности каждое ответвление), и чем больше разветвлений в системе, тем сложнее расчёт. Более того, изменение диаметров трубопровода на отдельном участке тоже рассматривается как разветвление (на две ветви).

И если раньше это вызывало необходимость в длительных скрупулёзных расчётах, то с использованием ЭВМ данный процесс значительно ускоряется и упрощается для проектировщика.

Гидроавтоматические задвижки, используемые для включения и отключения ДМ, могут представлять серьёзную опасность для ЗОС в случае неправильного выбора времени её закрытия.

Согласно материалам исследований, проводившихся в г. Энгельс в 1980 г. Волжским научно-исследовательским институтом гидротехники и мелиорации на ЗОС в Саратовской области, имеются следующие данные о влиянии времени закрытия гидроавтоматической задвижки на величину и характер гидравлического удара в ЗОС.

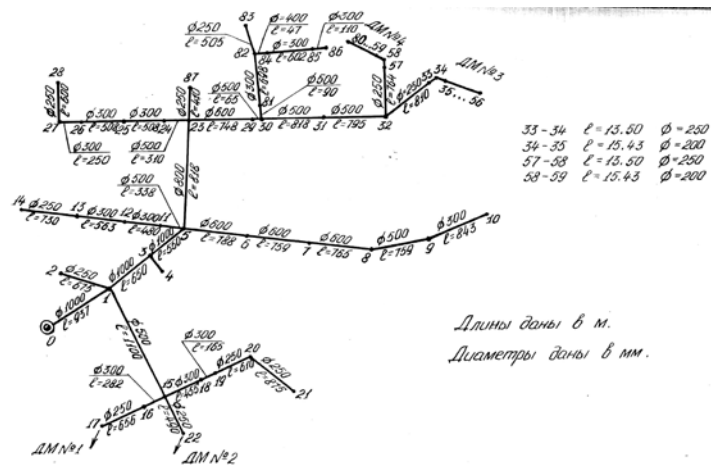


Рис. 1. Расчетная схема оросительной сети с разветвлённой трубопроводной сетью

На рисунке 1 приведена расчётная схема оросительной сети закрытого типа с разветвлённой трубопроводной сетью.

Рассматривались следующие величины времени закрытия задвижки: 26, 33, 44, 50, 59, 72, 98, 120, 147, 178 с.

На рисунке 2 приведены графики характера гидравлического удара для некоторых вариантов исследования.

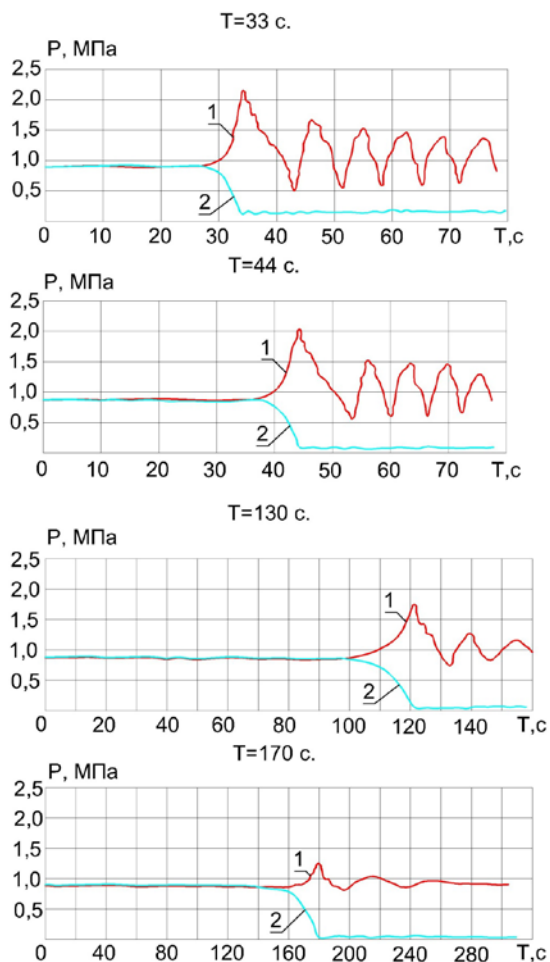


Рис. 2. Графики характера гидравлического удара в зависимости от времени закрытия задвижки:  
 1 – давление перед задвижкой; 2 – давление за задвижкой

Как показали исследования, для минимального времени закрытия 26с величина давления во время гидравлического удара составила 2,26 МПа, что больше, чем рабочее давление в ЗОС, равное 0,84 МПа, в 2,7 раза. При максимальном рассмотренном времени закрытия задвижки – 170с величина давления во время гидравлического удара составила 1,41 МПа, что больше, чем рабочее давление в ЗОС, равное 0,84 МПа, в 1,7 раза.

Таким образом, видно, что принятое в эксплуатации время закрытия задвижки ДМ 45с вызывает возникновение гидравлического удара значительной величины (около 2,0 МПа), что может вызвать аварии на ЗОС при постепенном износе труб и их соединений.

### Выводы

1. В моменты отключения отдельных дождевальных машин, работающих в группе, происходящие по техническим или технологическим причинам, в сети возникает гидравличе-

ский удар значительной величины, не позволяющий осуществления замены дорогих стальных труб на более дешевые асбестоцементные, железобетонные или чугунные.

2. Необходимо проведение специальных исследований характера гидравлического удара, возникающего при отключении ДМ «Фрегат» в случае работы различного количества машин и насосно-силовых агрегатов.

3. При проектировании или эксплуатации конкретной ЗОС возможно и необходимо рассчитывать безопасное, с точки зрения гидравлического удара, время закрытия задвижек дождевальными машин.

4. Выполненный анализ позволит вскрыть причины, величину и места возникновения наиболее опасных гидравлических ударов и способствует разработке методов борьбы с ними, а также уточнению расчётов ЗОС.

## Библиографический список

1. Курганов А.М., Федоров Н.Ф. Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации. – Л.: Стройиздат (Ленингр. отделение), 1973.
2. Указания по защите водоводов от гидравлического удара. – М.: Госстройиздат, 1961.
3. Степанов А.И. Центробежные и осевые насосы. – М.: Государственное научно-техническое издательство машиностроительной литературы, 1960.

УДК 624

### **ЗАДАЧИ ДИНАМИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТА СТРОИТЕЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ, ЛЕЖАЩЕЙ НА СПЛОШНОМ УПРУГОМ ОСНОВАНИИ ПРИ ИНТЕНСИВНЫХ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ**

*В.А. Перов – д-р техн. наук, профессор*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г.  
Москва, Россия.*

*Г.П. Колесникова – ст. преподаватель*

*ГОУ ВПО филиал «Угреша» международного университета природы, общества и человека  
«Дубна», г. Дзержинск,  
Московская область, Россия*

В настоящей работе рассмотрены задачи динамического расчета элементов конструкции, которые находятся на сплошном упругом основании при интенсивных динамических нагрузках. Для некоторых случаев в зависимости от коэффициентов модели и вида динамических нагрузок получены решения.

In the paper problems of dynamic calculation of construction elements, which lie on a continuous elastic foundation under intense dynamic loads, are presented. Also, depending on coefficients of the model and on kind of the dynamic loading the decision of some cases are given.

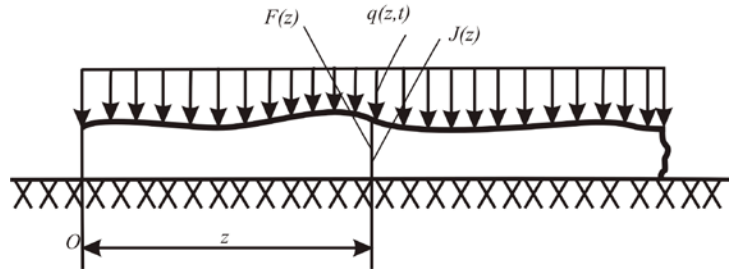
Элементы, взаимодействующие с упругим основанием, достаточно часто встречаются в расчетных схемах строительных конструкций и сооружений [1, 4].

Рассмотрим деформацию изгиба полубесконечного длинного стержня, лежащего на сплошном упругом основании при динамических нагрузках. Будем считать, что свойства основания соответствует гипотезе Винклера, то есть что реакция упругого основания пропорциональна прогибу в данной точке

$$R = c(z)W,$$

где  $c(z)$  – коэффициент жесткости основания в сечении  $z$ . (рисунок)





Дифференциальное уравнение в частных производных для изгибных колебаний балки при динамической нагрузке в общем случае имеет вид

$$\frac{\partial^2}{\partial z^2} \left[ EJ(z) \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right] + \rho F(z) \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + b \frac{\partial w}{\partial t} + c(z)w = q(z,t) \quad (1)$$

где  $W(z, t)$  – упругие перемещения балки в сечении  $z$ ;  $J(z), F(z)$  – соответственно, момент инерции и площадь поперечного сечения в зависимости от координаты  $z$  ( $0 \leq z \leq l$ );  $\rho, E$  – плотность и модуль упругости материала, соответственно;  $b$  – коэффициент демпфирования;  $C(z)$  – коэффициент упругости основания;  $q(z,t)$  – интенсивность распределения динамической нагрузки (достаточно высокая).

В зависимости от коэффициентов моделирования общая задача моделирования динамики элемента конструкции разделяется на две отдельные:

1)  $c(z) = 0, q(z,t)$  – динамическая сейсмическая нагрузка – задача обеспечения безопасности работы строительных конструкций при сейсмических нагрузках. Получаем дифференциальное уравнение в частных производных при сейсмической нагрузке вида:

$$q(z,t) = q_0 e^{-\alpha t} \sin \omega t (\alpha_0 + b_0 t);$$

$$\frac{\partial^2}{\partial z^2} \left[ EJ(z) \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right] + \rho F(z) \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + b \frac{\partial w}{\partial t} = q_0 e^{-\alpha t} \sin \omega t (\alpha_0 + b_0 t), \quad (2)$$

где  $q_0, \omega, \alpha_0, b_0, \alpha$  – параметры динамического сейсмического воздействия. Для решения этого уравнения применяем методы математической физики, в частности, представим решение в виде

$$w(z,t) = W_1(z)W_2(t) \quad (3)$$

и запишем начальные и граничные условия.

Перейдем к рассмотрению методики решения второй задачи

$$J(z) = J_0 = const; \quad F = F_0 = const; \quad c(z) \neq 0.$$

Получаем дифференциальное уравнение динамики стержня на упругом винклеровском основании. Решение такой задачи известно [4].

Рассмотрим теперь динамическую задачу, которая описывается дифференциальным уравнением (1) и нагрузкой  $q(z,t)$ , имеющей периодический характер.

Представим динамическую периодическую нагрузку  $q(z,t)$  и неизвестную функцию прогиба  $W(z,t)$  в виде интегралов Фурье по времени:

$$q(z, t) = q(z) \int_{-\infty}^{\infty} Q_0 e^{i\omega t} d\omega, \quad (4)$$

$$w(z, t) = W(z) \int_{-\infty}^{\infty} W_0 e^{i\omega t} d\omega, \quad (5)$$

где  $Q_0, W_0$  – детерминированные спектры Фурье соответствующих функций. Для искомой функции  $w(z)$  получаем дифференциальное уравнение в обычных производных

$$EJ \frac{d^4 w}{dz^4} + w(z) [c(z) + ib\omega + m\omega^2] = q(z) \frac{Q_0(\omega)}{W_0(\omega)}. \quad (6)$$

Для уравнения (6) вместе с условиями на бесконечности, накладываемыми на  $w(z)$ , получаем краевую задачу, решение которой можно провести известными методами [2].

Рассмотрим еще одну динамическую задачу.

Пусть случайная внешняя нагрузка  $q(z, t)$  допускает представление в виде произведения случайных функций

$$q(z, t) = q_1(z) q_2(t). \quad (7)$$

Тогда решение искомой стохастической задачи также можно искать в аналогичном виде

$$w(z, t) = w_1(z) w_2(t). \quad (8)$$

Для стационарной задачи можно использовать интегральные канонические разложения процессов  $q_2(t), w_2(t)$

$$q_2(t) = \int_{-\infty}^{\infty} Q(\omega) e^{i\omega t} d\omega, \quad w_2(t) = \int_{-\infty}^{\infty} W(\omega) e^{i\omega t} d\omega, \quad (9)$$

где  $i$  – стохастические случайные ортогональные спектры. После применения (8) к уравнению (1) и использования условия ортогональности, можно получить аналогичную (6) стохастическую краевую задачу

$$EJ \frac{d^4 w}{dz^4} + w_1(z) [c(z) + b(i\omega) + m(i\omega)^2] = q_1(z) \frac{S_{qw}(\omega)}{S_w(\omega)} \quad (10)$$

Здесь спектральные плотности  $S_{qw}(\omega), S_w(\omega)$  также будут определены на заключительном этапе после решения рассмотренной уже задачи относительно  $W(z)$ , если заменить соответ-

ственно  $c(z)$  на  $\bar{c}(z, i\omega) = [c(z) + b(i\omega) + m(i\omega)^2]$ , а  $q_1(z)$  на  $\bar{q}_g(z, \omega) = q_1(z) \frac{S_{qw}(\omega)}{S_w(\omega)}$ . Затем окон-

чательно будут определены искомые статистические характеристики динамического перемещения  $w(z, t)$ .

Функцию безопасности для строительных конструкций выводим как вероятность пребывания вектора качества  $\vec{v}(t) = (v_1, v_2, \dots, v_n)$  (например,  $\vec{v}(t) = (v_1, 0, \dots, 0)$ ), характеризующего функционирование строительной конструкции в некоторой допустимой области  $S_*$ , ограниченной поверхностью  $\Gamma$ , достижение которой соответствует критическим отказом

$$B(t) = P\{\vec{v}(\tau) \in S_*, \tau \in [0, t]\} \quad (11)$$

Здесь  $v_1(t)$  может быть, например,  $\max w(z,t)$ .

То есть имеем

$$B(t) = P\left\{\max_z w(z, \tau) \leq w_*, \tau \in [0, t]\right\} \quad (12)$$

где  $w_*$  – допустимое значение прогиба, вероятность  $P\{A\}$  можно вычислить через среднее число пересечений функции уровня  $w_*$  [1].

### Библиографический список

1. Болотин В.В. Случайные колебания упругих систем. – М.: Наука, 1979. 335 с.
2. Динамический расчет зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1984. 302 с.
3. Сейсמודинамика сооружений, взаимодействующих с грунтом. – Ташкент: ФАН, 1991. 256 с.
4. Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. – М.: Высшая школа, 1973. 431 с.

*М.А. Сабитов – ст. преподаватель;*

*О.Н. Черных – канд. техн. наук, профессор*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г.  
Москва, Россия*

*В.И. Алтунин – канд. техн. наук, доцент*

*ФГОУ ВПО «Московский автомобильно-дорожный  
государственный технический университет»,  
г. Москва, Россия*

Рассмотрены современные тенденции реконструкции водных объектов на урбанизированных территориях применительно к локальным рекреационным зонам столичного мегаполиса. На примере пруда МГСУ отмечены особенности комплексных мероприятий по реконструкции и экологической реабилитации существующих городских водоёмов-копаней г. Москвы.

In this article are observed main principles of water objects reconstruction on urban land applicable to local recreation sites. Taking as example MGSU pond are shown main complex measures of reconstruction and ecological rehabilitation of existing Moscow water tanks.

Водные объекты, расположенные в черте таких крупных мегаполисов как г. Москва, в настоящее время требуют усиленного внимания в части их реконструкции или капитального ремонта. Большинство водоёмов в столичном регионе было создано или реконструировано в 60-70-е гг. прошлого столетия. Сегодня они представляют в основном безжизненные бассейны с бетонными берегами и комплексом практически бездействующих гидротехнических сооружений (ГТС) [1]. Их аварийное состояние в настоящий момент не только не отвечает требованиям безопасной эксплуатации, но и современным требованиям комфортности города и видеэкологии. При этом не допустим формалистский подход, поскольку сегодня к таким объектам предъявляют высокие требования – помимо обеспечения безопасной эксплуатации, водный объект на урбанизированной территории должен быть эстетически красив, так как основное его назначение – предоставлять отдых горожанам в здоровой среде, максимально приближенной к природной. Поэтому главным и неперенным условием при разработке проектов реконструкции водных объектов в настоящее время является принцип природоприближенности – реконструируемый объект в большей степени должен быть природным, чем техногенным [2, 3].

Рассмотрим на примере реконструкции пруда на Ярославском шоссе (пруд МГСУ), современные тенденции, приёмы и направления природоприближенной реабилитации водного объекта, позволяющие последнему функционировать как полноценному природному объекту в условиях антропогенной нагрузки. Проект комплексного благоустройства территории, прилегающей к пруду, был выполнен НИиПИ Экологии города в 2005 г., а рабочий проект «Экологическая реабилитация пруда МГСУ по Ярославскому шоссе вл. 26» – в 2006 г. ЗАО

«Совинтервод». Поскольку эти проработки были недостаточными и не отвечали современным требованиям «Городской целевой среднесрочной программы по реабилитации рек и водоемов на территории г. Москвы на 2009-2011 гг.», корректировка проекта экологической реабилитации пруда сейчас разрабатывается фирмой ООО «АкваЛайт» по заказу ГУ «Бюро экономического анализа экологических проектов» Департамента природопользования и охраны окружающей среды Правительства г. Москвы. Пруд расположен в СВАО на территории Природного комплекса «Парк МГСУ». С востока территория водоема по Ярославскому шоссе ограничена промышленной зоной, с юга и юго-востока к объекту примыкает Природный национальный парк «Лосиный остров». Пруд и прилегающая территория находятся на балансе МГСУ.

Пруд, характерный представитель «новых» столичных прудов, созданных в период интенсивной застройки г. Москвы приблизительно 50 лет тому назад, является копанью в заболоченной ложбине правого притока р. Будайка. Ранее, в весенний период, в пруд поступала вода из р. Будайки через трубу  $d \approx 500$  мм в юго-восточном борту пруда. В настоящее время из-за неудовлетворительного качества воды в р. Будайке поступление ее в пруд прекращено. В пруд не поступают и поверхностные воды с водосбора, так как он обвалован по всему периметру. Дамбы обвалования, представляющие нагромождение отвалов, образованных при строительстве, являются препятствием для стока с водосборной площади (4,5 га), а вода скапливается на прилегающей территории. Таким образом, питание пруда осуществляется за счет притока грунтовых вод и атмосферных осадков, выпадающих непосредственно на зеркало пруда. В плане он имеет вытянутую трапециевидную форму с длиной 360 м и шириной 85 м. Площадь водоёма составляет 2,96 га, а прилегающей обустраиваемой территории – 2,82 га.

ГТС пруда находятся в разной степени сохранности. По всему периметру пруд укреплен железобетонными плитами, которые опираются на вертикальный свайный ростверк. Плиты частично разрушены, местами деформированы, грунт из-под них вымыт. Ростверк находится в удовлетворительном состоянии. На западном берегу устроена смотровая площадка, имеющая непривлекательный вид, хотя техническое состояние её можно признать удовлетворительным: сваи и плиты не имеют заметных повреждений. Деформаций и осадок конструкций не наблюдается. В целом, наличие бетонного крепления по всему периметру пруда определяет практически полное отсутствие связи с окружающей природной средой и угнетенное состояние самого водного объекта (рис. 1).

С южной стороны водоёма устроен паводковый водосброс, который находится в аварийном состоянии – колодец и трубы полностью заилены и забиты мусором, элементы ГТС частично разрушены (рис. 2). Затворы, сороудерживающие решетки, закладные детали пазов, плиты перекрытий, отводящая труба водосброса – находятся в аварийном, нерабочем состоянии и частично разрушены. В целом, состояние водосброса не обеспечивает безопасную эксплуатацию пруда.



Рис. 1. Состояние берегоукрепления пруда на Ярославском шоссе



Рис. 2. Общий вид входного оголовка водосброса пруда МГСУ

В настоящее время пруд значительно обмелел, замусорен, в нём местами наблюдаются оголенные влажные грунты. Средняя глубина в момент обследования в 2010 г. составляла 1,6 м, а в зимнюю межень она понижается до 0,6 м, что явно недостаточным для городских прудов. Пруд интенсивно цветет. Цвет воды – зелёный. По содержанию железа, взвешенных веществ, БПК<sub>5</sub>, ХПК – вода не соответствует установленным требованиям. Водообмен нарушен. Территория вокруг пруда используется местными жителями и студентами МГСУ для прогулок, выгула собак, занятий спортом. По периметру пруда устроена дорожка из асфальтобетона, изобилующего трещинами. Дорожно-тропиночная сеть местами имеет нарушения. В северной части, выше пруда территория сильно заболочена.

Анализ существующего состояния акватории пруда и прилегающей к нему территории показал, что водный объект постепенно деградирует и для его экологической реабилитации требуется проведение природовосстановительных работ. Поэтому целью проекта являлась разработка мероприятий по обустройству акватории пруда, формированию устойчивой вод-

ной экосистемы, связанной с окружающей средой, по обеспечению нормативного качества воды в водоеме. Всё это должно улучшить эстетическое восприятие ландшафта территории и повышение культурно-оздоровительной роли водного комплекса – то есть превращение из безжизненного бассейна в живой водный объект природно-рекреационного назначения не только для студентов и сотрудников МГСУ, но и для жителей микрорайона Ярославский.

Разработка мероприятий экологической реабилитации пруда была основана на использовании основных тенденций, сложившихся при реконструкции аналогичных малых водоёмов г. Москвы [1...4]. Помимо апробированных методов реабилитации водных объектов на урбанизированных территориях (рис. 3), в проектных предложениях по данному пруду можно отметить и новые тенденции, связанные с экологической реабилитацией бессточных водоёмов мегаполисов.



Рис. 3. Основные мероприятия по восстановлению и реабилитации прудов мегаполиса

Отметим кратко некоторые из них. В установившейся экосистеме «геосфера-пруд» выделяются наиболее характерные элементы. Для данного водоёма это: акватория пруда; береговая полоса; дамба; нижний бьеф за водным объектом; заболоченный северный участок территории. На каждом из них проектом экологической реабилитации пруда предусматриваются специальные сооружения, типизированные технические решения и средства, учитывающие степень нарушенности протекания водоочищающих процессов в пруду, увеличивающих водообмен и улучшающих качество воды в нём. По экологическим и санитарным требованиям, а также с учетом опыта реконструкции прудов в г. Москве, глубина воды в пруду МГСУ принята 2,5 м.

Для бессточных водоёмов особое внимание должно уделяться конструктивному оформлению береговой линии пруда. Для оптимизации проектного решения укрепления берегов малых водоемов следует учитывать, что по отношению к уровню воды в них береговые

склоны целесообразно делить на три зоны: надводную (незатопляемую), переменного уровня (затопляемую) и подводную. Эти зоны берега не только испытывают различные нагрузки и воздействия, воспринимающиеся инженерной защитой, но и имеют свои особенности развития опасных экзогенных геологических процессов. При этом подводный откос можно выполнять более крутым, вплоть до вертикального, при некоторых конструктивных решениях берегоукрепления (свайный ряд из шпунта или брёвен лиственницы, габионных элементов и пр.). Следует подчеркнуть на необходимость формирования на копаных прудах берега откосного типа по возможности большей протяжённости и плавного очертания в плане. Это должно придать реабилитируемому водному объекту естественной природной формы и обеспечить нормальные условия проживания представителей флоры и фауны в нём. Во всех зонах откоса конструкция берегоукрепления должна обеспечивать водопроницаемость и водообмен между водой в пруду и грунтовыми водами [3, 5].

На пруду МГСУ, для того чтобы создать связь между акваторией и берегом, бетонные плиты демонтируются, а ниже отсыпается естественный грунт, закрывающий свайный ростверк и формирующий естественный откос с заложением 1:3, 1:5. Таким образом, оставляя свайный ростверк, сохраняется сложившаяся система, нарушение которой повлечет обвал берегов. Кроме того, получается экономия на демонтаже ростверка около 12 млн руб. Крепление в подводной зоне выполняется из песчано-гравийной смеси толщиной 20 см. В зоне переменного уровня выше и ниже НПУ на 0,25 м откос крепится слоем щебня крупностью 40... 70 см толщиной 30 см. Берегоукрепление в надводной зоне производится посевом трав по слою растительного грунта толщиной 20 см.

Исследования ряда авторов показывают, что при реконструкции водосбросных и водопропускных сооружений малых прудов необходимо добиваться оптимизации скоростного режима и водообмена в них [5]. При этом должно быть исключено как застаивание воды, приводящее к снижению содержания растворённого кислорода в ней, так и ограничения скорости воды в пруду не более 1 мм/с, обеспечивая выпадение взвесей. Рекомендуемый месячный обмен обычно находится в пределах 1...4 объёма воды в пруду в зависимости от назначения пруда. Так как состояние водосброса пруда МГСУ в целом не обеспечивает его безопасную эксплуатацию, а существующая, технически устаревшая конструкция требует большого внимания со стороны службы эксплуатации, то проектом предусмотрен демонтаж существующего аварийного водосбросного сооружения и устройство нового, более традиционного для современных городских копаных прудов. Он представляет собой закрытый трубчатый водосброс (одна нитка труб диаметром 0,5 м) из монолитного железобетонного с колодцем управления в теле дамбы, позволяющим регулировать уровень воды с помощью шандор, пропуск дождевых и весенних паводков, сброс воды при организации ежегодного 2-кратного водообмена и возможность полного опорожнения пруда. Последнее звено транзитной части водосброса врезается в существующий колодец ГУП «Мосводосток».

Одной из тенденций при реконструкции существующих прудов в мегаполисе является оптимизационная проработка вопросов вододеления и водоподачи в наливной пруд воды при подключении его к коллектору. При этом очень актуальна увязка подаваемых расходов с регулирующей и водоочищающей способностью водоёма. Поскольку существующая заброшенная водопроводная сеть по подпитке пруда МГСУ не имеет номера и не находится на балансе ГУП «Мосводостока», то устройство водопровода подпитки для обеспечения норма-



тивного водообмена и подпитки пруда предлагается организовать путём прокладки самостоятельного ввода от существующей сети  $D_y = 300$  мм, с установкой водосчетчика. Проектом предусмотрена прокладка чугунных труб  $D = 100$  мм из высокопрочного чугуна с внутренним цементно-песчаным покрытием. Длина водопроводной сети 35 м.

Для обеспечения максимальной водоочищающей способности акватории пруда, кроме очистки её дна и дноуглубления, необходимо использовать при реконструкции бессточных прудов биоинженерные методы, активизирующие процессы самоочищения [5]. Для реализации этой тенденции в акватории пруда МГСУ после удаления ила и углубления пруда создаются две гидроплощадки (биоплато). Один участок расположен в хвостовой части пруда в месте выхода водопровода подпитки в пруд, другой участок биоплато располагается с восточного берега в месте выхода в пруд водосборной канавки. Таким образом, после планировки дна пруда формируется глубоководная (до 2,7 м) и мелководная (до 0,6 м) зоны с биоплато. Последнее представляет собой обособленное проточное мелководье со скоростью течения до 10 м/с, густо заросшее специально высаженными высшими водными растениями, где при прохождении воды происходит осаждение взвешенных и поглощение растворенных веществ, нормализация рН и концентраций минеральных веществ, а также насыщение воды кислородом. Для его образования отсыпается фильтрующая дамба из щебня, с шириной гребня не менее 0,2 м и отметкой на 10 см выше отметки НПУ. В теле фильтрующей дамбы, на отметке дна биоплато плюс 10 см, через 10 м по длине закладываются водопропускные асбоцементные трубы  $D = 300$  мм, для беспрепятственного пропуска молоди рыб из акватории «чистой воды» в акваторию биоплато и обратно. Минеральное дно биоплато формируется в виде слабонаклонной бермы из песка, с глубиной воды у берегового уреза 0,1 м и у фильтрующей дамбы – 0,6 м. На минеральное дно биоплато отсыпается тонкий слой доломитовой муки толщиной 1 см и слой песка толщиной 39 см, таким образом, чтобы получилось 3 зоны биоплато с глубинами: от 0,0 до 0,1 м, от 0,1 до 0,4 м и от 0,4 до 0,6 м. Ширина каждой зоны 2,5 м. Соответственно, эти зоны называются: «Зона болотца», «Мелководная зона» и «Глубоководная зона». Каждая из зон заселяется своим видом растений.

Для расширения назначения водоёма после реабилитации и обеспечения благоприятных условий для зарыбления пруда, проектом предусматривается устройство зимовальной ямы глубиной 0,7 м и рыбоотводящей канавки, глубиной 0,5 м.

Следует отметить некоторые современные тенденции и при обустройстве прибрежных территорий в городской черте. На первый план выдвигается разделение благоустраиваемого пространства на разные по назначению участки. Их характер и количество определяются особенностями водного объекта и территории, наличием парковой зоны, контингентом и числом посетителей. При этом необходимо выполнять многочисленные функциональные требования, предъявляемые к подобным объектам – зонам отдыха, являющимся важной составляющей эмоционально-психологической релаксации человека. В любом случае вид на открытое водное пространство представляется главным элементом создаваемой зоны отдыха. Его удачно дополняют смотровая площадка со спуском к воде и причалом для прогулочных лодок, прогулочные дорожки, места для встреч, небольшое летнее кафе, расположенная несколько в стороне детская площадка, оборудованная для игр и скамейками для родителей. Для полного комфорта необходима организация места для семейного отдыха (для него можно отвести часть газона), полян для пикников, мест активного отдыха: спортплощадки, вело-

дорожки, игровые комплексы для подростков и студентов, тренажёрные участки и т.п. Зона отдыха с цветниками может представлять собой более укромное место в парковой части территории. Вся территория после очистки от сухостойных, фауных и аварийных деревьев и прореживания зарослей кустарника должна оснащаться скамьями, декоративной зеленью, освещением, малыми архитектурными формами и элементами гидропластики (фонтаны, гроты, родники, острова и пр.).

В результате, эффективность функционального наполнения благоустраиваемой территории напрямую зависит от максимального учёта потребностей отдыхающих. Форма любого ландшафтного объекта должна быть строго обоснована – утилитарно и конструктивно. В благоустройстве парковой зоны лучше применять естественные материалы: камень, дерево и др. Например, севернее пруда МГСУ имеется участок заболоченной местности, заросший кустарниковыми ивами. Проектом на данном участке устраиваются деревянные мостки для прохода, высаживаются ивы и влаголюбивые растения, дополняющие естественный биоценоз ландшафта. Вокруг пруда предлагается демонтировать асфальтовое покрытие с дорожки и устроить миксированное покрытие из двух частей. Беговая часть дорожки шириной 1,2 м выполняется из покрытия Explotex стандарт, а пешеходная шириной 1,75 м выложена тротуарной плиткой. Существующее асфальтобетонное покрытие смотровой площадки также демонтируется, с последующим устройством деревянного настила и перильного ограждения. Железобетонный забор, расположенный вдоль восточного берега пруда, эстетически не привлекателен и не вписывается в окружающую природную среду, поэтому проектом было предложено задекорировать его деревянным трельяжем с вьющимися растениями. Организация поверхностного стока с территории осуществляется с помощью формирования заданного уклона в канавках, откосы и дно которых крепятся посевом многолетних трав по слою растительного грунта. Через канавки устраиваются пешеходные переходы из пиломатериалов.

В рамках реализации мероприятий программы Закона города Москвы «Об обеспечении беспрепятственного доступа инвалидов к объектам социальной, транспортной и инженерной инфраструктур города Москвы» для создания комфортной среды людям с ограниченными возможностями были выбраны конструкции и габариты дорожно-тропиночной сети (уклоны, ограждения, специальные поручни, нескользящие покрытия, информационные щиты с ярким контрастом цветов и дублированием текста по азбуке Брайля и пр.). Всё это должно обеспечить беспрепятственное движение инвалидов-колясочников и маломобильных групп населения на благоустраиваемой территории, тем самым, повышая безопасность нахождения на ней и улучшая социальный климат в данном микрорайоне г. Москвы.

Учитывая, что реконструируемый пруд находится на территории природного комплекса г. Москвы, все конструктивные решения по отдельным ГТС пруда и элементам обустройства принимались с учетом принципов видеоэкологии, создания эстетически привлекательного ландшафта, естественно вписывающегося в зону благоустройства прилегающей территории. Реализация проектных решений, основанных на современных тенденциях реконструкции и охраны малых водоёмов в крупных городах, должна превратить данную территорию в хорошее место для отдыха и занятий спортом горожан, а пруду позволит полноценно развиваться и существовать как элементу природной среды, стать частью экологического каркаса города.

### **Библиографический список**

1. Маркова А.Н., Черных О.Н., Алтунин В.И. Комплексные меры по реабилитации прудов в условиях мегаполиса. //В сб. «Роль мелиорации в обеспечении продовольственной и экологической безопасности России». Материалы международной научно-практической конференции. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2009. Ч.II. С 82-89.
2. Маркова А.Н., Черных О.Н., Алтунин В.И. Принципы восстановления и экологической реабилитации прудов г. Москвы. //В сб. «Социально-экономические и экологические проблемы сельского и водного хозяйства». Материалы международной научно-практической конференции. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2010. Ч.II. С 176-184.
3. Яшкова М.С., Алтунин В.И., Алтунина А.В., Черных О.Н. Воссоздание малых прудов на территории Москвы. //Вопросы мелиорации. ФГНУ ЦНТИ «Мелиоинформ», 2010. № 3, 4. С. 71-79.
4. Сабитов М.А., Черных О.Н., Алтунин В.И. Современное состояние и проблемы восстановления водных систем старых усадеб Москвы. //Вопросы мелиорации ФГНУ ЦНТИ «Мелиоинформ», 2007. №3, 4. С. 99-110.
5. Бойкова И.Г., Волшаник В.В., Карпова Н.Б., Печников В.Г., Пупырев Е.И. Эксплуатация, реконструкция и охрана водных объектов в городе. – М.: Изд-во АСВ, 2008. 255 с.

УДК 626/627 : 625.745.21

### **СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ГОФРИРОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ**

*В.И. Сметанин – д-р ехн. наук, профессор;  
В.А. Зимнюков – канд. техн. наук, доцент;  
М.И. Зборовская – канд. техн. наук, доцент  
ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет  
природообустройства», г. Москва, Россия*

Водопропускные трубы под насыпями на автомобиль-ных дорогах являются наиболее распространенными дорожными сооружениями: на 1 км дороги их количество составляет 1...1,4 шт. Величина отверстия трубы не превосходит 6 м, но в большинстве случаев используются трубы с отверстием до 2 м. Для увеличения водопропускной способности наряду с одноочковыми трубами применяют двух- и более – очковые трубы (рис.1, 2).

По сравнению с малыми мостами трубы для тех же расходов воды предпочтительнее. Они дешевле и проще в эксплуатации. Располагаясь в нижней части насыпи, трубы не изменяют условий прохода временной нагрузки и сами к ней малочувствительны. По материалу различают трубы железобетонные, бетонные и металлические. По режиму работы – напорные, полунпорные и безнапорные. Для ликвидации скопления воды у насыпи и размыва насыпи, трубы в основном проектируют и строят безнапорными с протеканием воды без заполнения отверстия трубы даже в том случае, когда перед насыпью горизонт воды расположен в уровне верха трубы или немного выше.



Рис. 1. Двухочковая труба прямоугольного сечения



Рис. 2. Многоочковая труба

По форме поперечного сечения водопропускные трубы могут быть круглыми, прямоугольными и сложных сечений: овальными, арочными, круглыми с плоской подошвой; очертание и форму поперечного сечения труб принимают на основании гидравлического расчета. Безнапорные трубы выполняют любых поперечных сечений.

Трубы из гофрированного металла появились в конце XIX в. В России такие трубы впервые были применены в 1875 г. В последние годы существенно расширилась их область применения не только в качестве водопропускных труб, но и в качестве малых мостов (арочные мосты – трубы [2] и тоннелей). Этому способствует ряд преимуществ перед традиционными железобетонными сооружениями. Металлические гофрированные конструкции собираются на болтах из готовых листов, сооружение происходит быстро и не требует тяжелой техники. Конструкции с небольшими пролетами могут полностью собираться вручную. Конструкции удобны для транспортировки. Можно доставить конструкцию любых размеров, а в одном транспортном средстве можно разместить элементы для сооружения одной или нескольких труб. Кроме того, оборудование для гибких гофрированных листов позволяет создавать конструкции с любой формой поперечного сечения. При этом мировой опыт подтверждает возможность применения конструкций с пролетами 10 м и более.

Гофрированные трубы при должном качестве строительства весьма долговечны. Проведенное в 1967 г. обследование труб дореволюционной постройки показало, что они находятся в хорошем состоянии. В целом применение гофрированных конструкций очень эффективно с экономической точки зрения. Типовые проекты гофрированных водопропускных труб начали разрабатываться с 1970-х годов. Актуальность типовых проектов не утрачена и сейчас. Более того, начало строительства в нашей стране транспортных сооружений из гофрированного металла вызвало потребность в типовых проектах конструкций с применением современных форм и материалов.

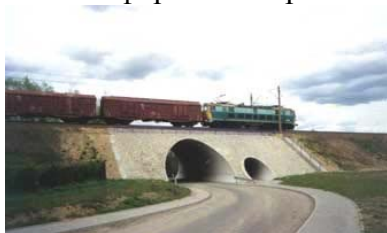


Рис. 3. Использование гофрированных конструкций в транспортном строительстве

Рис. 4. Арка из металлических гофрированных листов

Гофрированный металл трубы работает совместно с окружающей грунтовой обоймой, которая должна иметь определенную форму, отсыпаться песчаным грунтом с определенным составом и обязательно с тщательным послойным уплотнением.

Круглые и эллиптические гофрированные металлические трубы наиболее экономичны по площади поперечного сечения. Их конструктивная прочность по отношению к нагрузкам наибольшая. В итоге они в большей степени подходят для высоких насыпей и часто выполняются в виде арочных мостов-труб.

Металлическая гофрированная арка (рис. 4) является альтернативой малаго моста. Такая форма конструкции позволяет сохранить дно водотока в естественном состоянии. Такие арки высокоэффективны при грунтах с хорошей несущей способностью или скальных грунтах. В этом случае используют мостовые опоры, сохраняя естественное русло водного потока. Широкое применение находят также металлические гофрированные арки и своды с укрепленным руслом.

При гидравлических расчетах отверстий водопропускных труб и подмостовых переходов исходят из расчетного расхода воды, проходящего через отверстие. Расход определяют в процессе технических изысканий и топографо-геодезических работ и обследований. В зависимости от по-

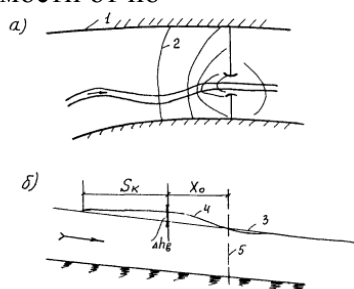


Рис.5. Рельеф водной поверхности в районе мостового перехода: а – схематизированный план водной поверхности; б – продольный профиль водной поверхности: 1 – граница разлива; 2 – горизонталь водной поверхности; 3 – водная поверхность нестесненного потока; 4 – то же стесненного потока; 5 – створ перехода

лученных максимальных расходов воды подбирается отверстие водопропускной трубы [2, 4, 6] или моста согласно гидравлическому расчету по методике СНиП 2.05.03-84\* [5], Пособие к СНиП 2.05.03-84\* [6], ОДМ 218.2.001-2009 [8]. В соответствии с п. 10.6 [6] производится расчет подпора уровня воды у сооружений мостового перехода – рис. 5, так как стеснение потока сооружением приводит к повышению уровня воды в паводок в верхнем бьефе мостового перехода.

Расчетом согласно [5, 6] определяют параметры изменения рельефа водной поверхности стесненного потока (см. рис. 5): предмостовой подпор  $\Delta h_g$  и его положение (расстояние  $X_0$  от

створа моста), с учётом уклона водотока, состояния поймы (растительность, почвы), ширины разлива потока в паводок по левой и правой поймам и ширины водного потока в русле.

Согласно [15] п. 6.7.4 для сохранения безнапорного режима протекания потока в водопропускном сооружении расчетами должно быть установлено наличие зазора между поверхностью потока и шельги свода искусственного сооружения диаметром более 3,0 м – не менее 0,75 м.

С другой стороны, условия работы МГК, согласно [4] с точки зрения характера протекания потока по водопропускному тракту сооружений можно представить в виде схемы (рис. 6).



Рис. 6. Классификация применяемых равнинных сооружений по условиям их гидравлической работы

Гофрированные трубы отличаются от «гладких» в гидравлическом отношении существенно большими критическими уклонами, величина которых при безнапорном режиме достигает 0,02...0,03. Для обеспечения максимальной водопропускной способности уклоны гофрированных труб должны быть не меньше указанных значений и, в крайнем случае, не меньше 0,01 [3, п.3.2.2].

Ограничением для применения труб под насыпью является высота насыпи (не менее 1,5 м) и высокая мутность потока, угрожающая заилением сооружения.

Железобетонные мосты применимы при любых сочетаниях плана и профиля дороги [4]. Преимущество перед трубами – возможность их использования при меньшей высоте насыпи и относительно больших расходах через их отверстия.

При увеличении поперечного размера искусственного водопропускного сооружения с применением металлических гофрированных оболочек свыше 10 м – до 10...18 м (рис. 7), данные сооружения не могут рассчитываться по существующим разработанным и нормативным методикам для труб под насыпями [2, 4, 8]. Методика их расчета должна исходить из комбинации их свойств, присущих работе как мостов, так и труб.

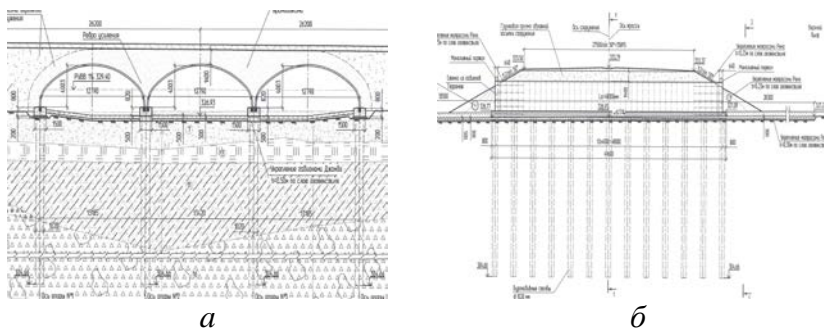


Рис. 7. Проект трёх очкового водопропускного сооружения под насыпью с применением металлической гофрированной

оболочки, опёртой на свайные фундаменты (поперечный – *a* и продольный – *б*)

При безнапорном движении в трубах имеется частичное наполнение сечения труб. Гидравлический расчет труб при безнапорном течении и равномерном движении воды производят по тем же формулам, что и расчет каналов. При этом наибольшая скорость  $v_{\max}$  и наибольший расход  $Q_{\max}$  в трубе для круглого сечения соответствуют неполным наполнениям трубы. Объясняется это тем, что при наполнении верхней части канала круглого сечения смоченный периметр  $\chi$  растёт быстрее, чем площадь  $\omega$ , и поэтому гидравлический радиус  $R$  начинает уменьшаться; при этом уменьшается и скорость  $v$ . Эта особенность свойственна всем формам сечения каналов, имеющих перекрытие [23, с. 89] (рис. 8а, б).

В [7 с. 107] при расчетах арочных мостов различают два случая прохождения паводка

- 1) пяты свода не затопляются (при  $Q_{расч}$ ) – рис. 8а;
- 2) пяты свода затопляются (при  $Q_{макс}$ ) – рис. 8б.

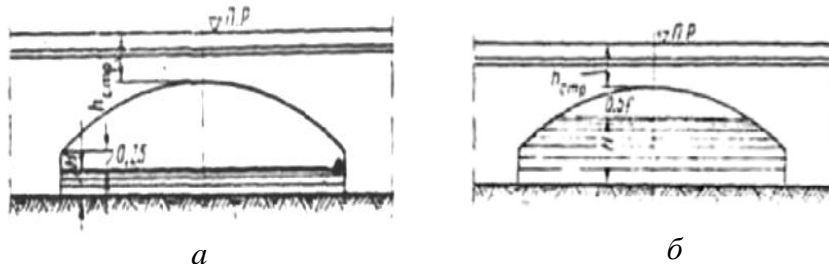


Рис. 8. Отверстие арочного моста при: *a* – незатопленных пятах свода; *б* – затопленных пятах свода

Согласно [7, с. 107] – к учету этих двух случаев и сводятся особенности расчета арочных мостов. Согласно [7, с. 108] при затопленных пятах свода надлежит учитывать дополнительный подпор перед мостом, образующийся вследствие сужения отверстия в пределах свода. Исправленное значение скорости под мостом вычисляется по формуле  $v_1 = Q/\varepsilon\omega$  м/с, где  $\varepsilon$  – коэффициент сжатия в зависимости от формы устоев моста. Так как для арочных мостов-труб с применением МГК (рис. 4, 7) отсутствует прямоугольный участок пят сводов, аналогичный рис 8а для арочных бетонных мостов, то вследствие сужения отверстия в пределах свода формируется дополнительный подпор перед сооружением к подпору, образуемому от сужения русла. В расчетах эта особенность учитывается через определение геометрических величин потока в соответствии с формой арки-моста с применением МГК.

Согласно [4, с. 149] движение жидкости в открытых руслах происходит под действием силы тяжести при наличии геометрического уклона. В практике случаи неравномерного движения воды встречаются значительно чаще, чем равномерного. При неравномерном движении используются четыре вспомогательных понятия: удельная энергия сечения, критическая глубина, нормальная глубина, критический уклон.

Согласно [1, с. 104] на практике, в случае  $i > 0$ , для определения характера (вида) свободной поверхности продольного профиля потока, надлежит всякий раз определять глубину равномерного движения  $h_0$  и критическую глубину  $h_{кр}$ . Тогда по соотношению между действительной глубиной  $h$  и глубинами  $h_0$  и  $h_{кр}$  решается вопрос о форме свободной поверхности согласно схемам – например, рис. 9 [1, с. 105].

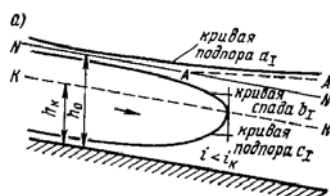


Рис. 9. Кривые свободной поверхности потока при  $i < i_{кр}$ .

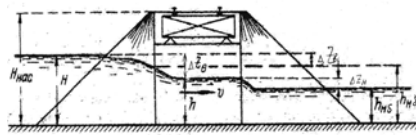


Рис. 10. Водослив без порога (отверстие моста)

Согласно [4, с. 123] линия нормальных глубин  $N-N$  при  $i > i_{кр}$  и  $i < i_{кр}$  и линии реальных глубин асимптотически приближаются к нормальной глубине.

Согласно [10, 15] в практике строительства устраивают малые мостовые переходы и безнапорные трубы, работающие по схеме водослива с широким порогом, (рис. 10), имеющие длину вдоль потока примерно от 2 до 10 величин напора на пороге водослива  $H$ .

В случае мостового перехода высота водосливной стенки  $c = 0$  (водосливной порог отсутствует). Согласно [15, с. 427] водослив без порога с некоторым приближением можно рассматривать как частный случай водослива с широким порогом, пользуясь при расчете всеми способами, которые применяются для водослива с широким порогом.

Большинство практических расчетов водопропускных сооружений выполняют на основе уравнения Д. Бернулли. При этом [4, с. 22], рассматриваем неравномерное установившееся движение жидкости, при котором гидравлические элементы потока изменяются от сечения к сечению вдоль русла. Неравномерное установившееся движение может быть плавно и резко изменяющимся (внезапное расширение или сужение, гидравлический прыжок). На участках плавно изменяющегося движения свободная поверхность может рассчитываться с помощью уравнения Бернулли, дополненного потерями энергии на трение по дну; для расчета резко изменяющегося движения в уравнения Бернулли должны быть добавлены потери энергии, вызванные внезапным изменением потока.

Общие потери напора определяют путём арифметического суммирования потерь напора по длине и потерь, вызванных отдельными местными сопротивлениями. Согласно [13, с. 58] метод наложения потерь напора применим только в том случае, если перед местными сопротивлениями поток успевает стабилизироваться, то есть кривая распределения скоростей при-



обретает нормальный вид, соответствующий равномерному движению воды. Длина стабилизирующего прямолинейного участка составляет от 10 до  $30d$ , где  $d$  – диаметр трубы.

При близком расположении местных сопротивлений друг от друга принцип наложения потерь напора даёт ошибочные результаты, и потери напора следует определять экспериментально.

Для установленных изысканиями исходных данных (расход, уклон дна подмостового русла, форма поперечного сечения подмостового русла и его длина), определяют – подпор воды перед сооружением  $H_0$  и скоростной режим как для водослива с широким порогом с учетом изложенных выше особенностей.

Чаще для исследуемых условий получаем, что нормальная глубина воды в сооружении  $h_0 < h_{кр}$ .

Согласно [11 с. 205] движение воды через безнапорные трубы является частным случаем водослива с широким порогом, при высоте порога водослива, равной нулю. То есть, по характеру работы при безнапорном режиме сооружение с МГК арочный мост-труба можно рассматривать как водослив с широким порогом (при высоте порога равном 0 м) с внезапным сужением и расширением русла перед ним и после него, то есть в условиях неравномерного течения потока. При этом необходимо также учесть подпор перед сооружением, который создается за счет наличия арочного свода у подмостового русла.

При движении воды под мостом [16, с. 194] его подмостовое русло может быть незатопленным (неподтопленным) или затопленным (подтопленным). Для подмостового русла незатопление будет иметь место, когда  $h_{нб}/H_0 < N$ , где  $N$  – критерий подтопления, зависящий от коэффициента расхода  $m$  водослива с широким порогом. Когда сжатое сечение затоплено, пропускная способность трубы снижается. Затопление сжатого сечения может быть вызвано влиянием сопротивления по длине трубы при относительно большой ее длине и малом уклоне, повышенной шероховатостью или затоплением нижнего бьефа.

При  $i_c < i_k$  с некоторым приближением водопропускной тракт можно считать «коротким» в отношении гидравлической работы при соблюдении критерия относительной длины  $l_c/D \leq 20$ , где  $i_c$ ,  $l_c$ ,  $D$  – соответственно, уклон, длина и диаметр сооружения.

Согласно п.Е.1.10 [8] при безнапорном режиме некоторое увеличение расхода, поступающего к МГК, незначительно увеличивает глубину потока перед ним: подпор в образующемся перед равнинным сооружением прудке. Это преимущество МГК является очень существенным при их эксплуатации.

Согласно [3, П.3.1] для водопропускных сооружений из металлических гофрированных структур (МГК) среднее значение коэффициента шероховатости  $n = 0,025 \dots 0,03$ , а при наличии гофров больших размеров (более 152,4 – 50,8 мм) или наносов в лотковой части трубы коэффициент шероховатости может достигать 0,04.

Для детального обоснования предлагаемой методики необходимо проведение лабораторных и натурных исследований для уточнения граничных условий и расчетных параметров.

#### **Библиографический список**

1. Справочник по гидравлическим расчетам. /Под ред. П.Г. Киселёва. – М.: Энергия, 1972. Изд. 4-е, перераб. и доп. 312 с.

2. Артамонов Е.А., Волченков Г.Я., Клейнер Р.С. и др. Водопропускные трубы под насыпями /Под ред. О.А. Янковского. – М.: Транспорт, 1982. 232 с.
3. Пособие по гидравлическим расчетам малых водопропускных сооружений. ЦНИИС. – М.: Транспорт, 1992. 408 с.
4. СНиП 2.05.03-84\*. Строительные нормы и правила. Мосты и трубы. – М., 1996. [www.stroyplan.ru/docs.php?showitem=1955](http://www.stroyplan.ru/docs.php?showitem=1955).
5. Пособие к СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки (ПМП-91). – М., 1992. [www.complexdoc.ru](http://www.complexdoc.ru).
6. Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений и русел. 3-е изд. исп. и перераб. – М.: Транспорт, 1967.
7. ОДМ 218.2.001-2009 «Рекомендации по проектированию и строительству водопропускных сооружений из металлических гофрированных структур на автомобильных дорогах общего пользования с учетом региональных условий (дорожно-климатических зон)» (далее – ОДМ 218.2.001-2009). Взамен «Инструкция по проектированию и постройке металлических гофрированных водопропускных труб. ВСН 176-68. Минтрансстрой СССР. МПС СССР». – М., 2001.
8. Методические рекомендации по гидравлическому расчету металлических гофрированных труб. – М.: ВНИИ Транспортного строительства, 1979.
9. Комов В.А. Гидравлика. Издание 2-е, перераб. и доп. – М.-Л.: Гос. Изд-во сельскохозяйственной литературы, 1955.
10. Ухин В.В., Мельников Ю.Ф. Инженерная гидравлика. /Под ред. Б.В. Ухина. – М.: АСВ, 2007.
11. Алтунин В.И. Гидравлический расчет дорожных водопропускных труб. Учебно-методическое пособие. – М.: ГТУ, 2006.
12. Калицун В.И., Кедров В.С., Ласков Ю.М. Гидравлика, водоснабжение и канализация: Учебное пособие для вузов. 4-е изд. перераб. и доп. – М.: ОАО Изд-во «Стройиздат», 2004. 397 с.
13. Ильина Т.Н. Основы гидравлического расчета инженерных сетей. Учебное пособие. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2005. 192 с.
14. Чугаев Р.Р. Гидравлика. Учебник для вузов. 4-е изд., доп. и перераб. – Л.: Энергоиздат. Ленинград. отд-ние, 1982. 672 с.

## **О ПРЕДОСТАВЛЕНИИ СУБСИДИЙ, ВЫДЕЛЯЕМЫХ НА КАПИТАЛЬНЫЙ РЕМОНТ БЕСХОЗЯЙНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

*Н.Ю. Федосеева*

*Федеральное агентство водных ресурсов,  
г. Москва, Россия*

Процедура возникновения права собственности на гидротехнические сооружения влечет за собой существенные затраты. Предлагается внести изменения в Правила предоставления субсидий из федерального бюджета бюджетам субъектов Российской Федерации на осуществление капитального ремонта гидротехнических сооружений, находящихся в собственности субъектов Российской Федерации, муниципальной собственности, и бесхозяйных гидротехнических сооружений, утвержденные постановлением Правительства РФ от 6 июня 2006 г. № 353, в части предоставления субсидий из федерального бюджета не только на финансирование капитального ремонта гидротехнических сооружений, но и на разработку проектно-сметной документации.

В настоящее время в Российской Федерации находится в эксплуатации около 35 тысяч водоподпорных гидротехнических сооружений (ГТС) различного назначения, ведомственной принадлежности и форм собственности.

Для внесения гидротехнических сооружений в Российский регистр гидротехнических сооружений необходимо заявление их собственников. Ввиду отсутствия собственника, в Российском регистре гидротехнических сооружений не отражаются бесхозяйные ГТС.

По результатам инвентаризации гидротехнических сооружений, поднадзорных Минприроды России, проведенной Росприроднадзором в 2005 г., количество бесхозяйных гидротехнических сооружений в Российской Федерации составило 3736 объектов, большинство из которых – низконапорные ГТС, имеющие наименьшую степень опасности.

В соответствии с пунктом 5.5.3 Положения о Федеральном агентстве водных ресурсов, утвержденного постановлением Правительства Российской Федерации от 16 июня 2004 г. № 282, Росводресурсы осуществляют ведение Российского регистра гидротехнических сооружений. В 2006 г. во исполнение приказа Росводресурсов от 13 февраля 2006 г. № 38 «О бесхозяйных гидротехнических сооружениях» территориальными органами Росводресурсов (бассейновыми водными управлениями) территориальными органами Росводресурсов совместно с органами исполнительной власти субъектов Российской Федерации была проведена инвентаризация бесхозяйных гидротехнических сооружений для последующей работы с субъектами Российской Федерации.

Приказом Министерства природных ресурсов Российской Федерации от 21 апреля 2006 г. № 93 был утвержден План действий по обеспечению безопасности гидротехнических сооружений на 2006 год. Во исполнение этого приказа Росводресурсы совместно с Росприроднадзором приняли участие в реализации плана мероприятий по выявлению гидротехнических сооружений, числящихся бесхозяйными, и направили соответствующие предложения в органы исполнительной власти субъектов Российской Федерации и органы местного само-

управления на предмет обеспечения безопасности этих сооружений и решения вопроса определения собственника.

В результате реализации этих предложений количество бесхозных гидротехнических сооружений уменьшилось на 1088, поставлены на учет в органы Росрегистрации 653 бесхозных гидротехнических сооружения, ликвидированы 203 бесхозных гидротехнических сооружения, определены владельцы 1393 бесхозных гидротехнических сооружений.

В соответствии с постановлением Правительства Российской Федерации от 6 июня 2006 г. № 353 Федеральное агентство водных ресурсов обеспечивает финансирование объектов капитального ремонта гидротехнических сооружений.

За период с 2007 по 2009 гг. объем субсидий, выделяемых на капитальный ремонт гидротехнических сооружений, находящихся в собственности субъектов Российской Федерации, муниципальной собственности, и бесхозных гидротехнических сооружений составил 4257,342 млн руб. Был осуществлен капитальный ремонт 569 гидротехнических сооружений, из них 49 бесхозных (объем финансирования этих сооружений составил около 316,2 млн руб.).

В 2007 г. объем субсидий, выделяемых из федерального бюджета, составил 1000,0 млн руб., был осуществлен капитальный ремонт 168 гидротехнических сооружений, из них 2 бесхозных на сумму 9,0 млн руб..

В 2008 г. объем субсидий составил 1419,2 млн руб., был осуществлен капитальный ремонт 185 гидротехнических сооружений из них 18 бесхозных на сумму 97,7 млн руб.

В 2009 г. объем субсидий составил 1838,142 млн руб., был осуществлен капитальный ремонт 216 гидротехнических сооружений, из них 29 бесхозных на сумму 209,5 млн руб.

В 2010 г. за счет субсидий на капитальный ремонт гидротехнических сооружений, находящихся в собственности субъектов Российской Федерации (24 шт), в муниципальной собственности (116 шт), а также бесхозных гидротехнических сооружений (36 шт) предусмотрено осуществить ремонт – 176 гидротехнических сооружений (в том числе 67 переходящих), с объемом финансирования 1216,70 млн руб.

В соответствии со статьей 5 Федерального закона от 21 июля 1997 г. № 117-ФЗ «О безопасности гидротехнических сооружений» обеспечение безопасности бесхозных гидротехнических сооружений осуществляется органами исполнительной власти субъектов Российской Федерации.

Однако выявление, учет и определение собственников бесхозных гидротехнических сооружений органами исполнительной власти субъектов Российской Федерации осуществляется достаточно медленно. Это происходит по следующим причинам.

Действующее законодательство Российской Федерации предусматривает особый порядок возникновения права собственности на бесхозное недвижимое имущество, в том числе, и на гидротехнические сооружения.

В соответствии с пунктом 3 статьи 225 Гражданского кодекса Российской Федерации указанное имущество принимается на учет органом, осуществляющим государственную регистрацию прав на недвижимое имущество, – территориальным управлением Федеральной службы государственной регистрации, кадастра и картографии - по заявлению органа местного самоуправления.

При этом, на основании статьи 17 Федерального закона от 21 июля 1997 г. № 122-ФЗ «О государственной регистрации прав на недвижимое имущество и сделок с ним» обязательным приложением к документам, необходимым для государственной регистрации недвижимого имущества, является кадастровый паспорт данного объекта недвижимого имущества.

Согласно статье 22 Федерального закона от 24 июля 2007 г. № 221-ФЗ «О государственном кадастре недвижимости» в состав документов, необходимых для постановки сооружения на кадастровый учет и получения кадастрового паспорта, входят межевой план и технический план сооружения.

На основании статьи 125 Гражданского кодекса Российской Федерации орган, уполномоченный управлять муниципальным имуществом, может обратиться в суд с требованием о признании права муниципальной собственности на эту вещь только по истечении года со дня постановки бесхозной недвижимой вещи на учет в территориальном органе Росреестра.

Таким образом, регистрация прав на объекты недвижимости влечет следующие затраты:  
уплату государственной пошлины за государственную регистрацию;  
оплату технической инвентаризации объекта и изготовления технического плана;  
оплату межевания земель и изготовления межевого плана;  
уплату государственной пошлины за осуществление кадастрового учета и изготовление кадастрового паспорта.

С учетом изложенного, процедура возникновения права собственности на бесхозные объекты недвижимости, в том числе и на гидротехнические сооружения, влечет за собой существенные затраты и требует длительного времени.

В связи с этим, а также с целью увеличения доли ремонтируемых бесхозных гидротехнических сооружений и дальнейшей их передачи в собственность соответствующих субъектов Российской Федерации и муниципальных образований, представляется целесообразным внести изменения в Правила предоставления субсидий из федерального бюджета бюджетам субъектов Российской Федерации на осуществление капитального ремонта гидротехнических сооружений, находящихся в собственности субъектов Российской Федерации, муниципальной собственности, и бесхозных гидротехнических сооружений, утвержденные постановлением Правительства РФ от 6 июня 2006 г. № 353, в части предоставления субсидий из федерального бюджета не только на финансирование капитального ремонта гидротехнических сооружений, но и на разработку проектно-сметной документации.

### **Библиографический список**

1. Постановление Правительства Российской Федерации от 16 июня 2004 г. № 282 «Об утверждении Положения о Федеральном агентстве водных ресурсов».
2. Постановление Правительства Российской Федерации от 6 июня 2006 г. № 353 «Об утверждении Правил предоставления субсидий из федерального бюджета бюджетам субъектов Российской Федерации на осуществление капитального ремонта гидротехнических сооружений, находящихся в собственности субъектов Российской Федерации, муниципальной собственности, и бесхозных гидротехнических сооружений».
3. Приказ Росводресурсов от 13 февраля 2006 г. № 38 «О бесхозных гидротехнических сооружениях».

4. Приказ Министерства природных ресурсов Российской Федерации от 21 апреля 2006 г. № 93 «Об утверждении Плана действий по обеспечению безопасности гидротехнических сооружений».
5. Федеральный закон от 21 июля 1997 г. № 117-ФЗ «О безопасности гидротехнических сооружений».
6. Гражданский кодекс Российской Федерации.
7. Федеральный закон от 21 июля 1997 г. № 122-ФЗ «О государственной регистрации прав на недвижимое имущество и сделок с ним».
8. Федеральный закон от 24 июля 2007 г. № 221-ФЗ «О государственном кадастре недвижимости».

УДК 624.014

## **СОВРЕМЕННЫЕ СВЕТОПРОЗРАЧНЫЕ ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ**

*М.М. Чумичева – канд. техн. наук, доцент;  
Е.В. Кузнецова – магистр  
ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет  
природообустройства», г. Москва, Россия*

Рассмотрены вопросы обеспечения требуемых параметров микроклимата в современных зданиях и сооружениях с ограждающими конструкциями из светопрозрачных элементов. Основное внимание уделено проблемам надлежащей вентиляции внутренних помещений.

Современные светопрозрачные ограждающие конструкции являются высокотехнологичными строительными изделиями, на которые, в зависимости от назначения здания или сооружения, возлагаются самые разнообразные функции: обеспечения звукоизоляции и теплоизоляции, необходимой естественной освещенности, возможности визуального контакта с окружающей средой. При этом большое количество стекла придает массивным высотным зданиям легкость, воздушность, элегантность, позволяя, при необходимости, либо «спрятать» строение в окружающем ландшафте, либо подчеркнуть его индивидуальность.

Вместе с тем, применение новых типов конструкций требует решения целого ряда технических задач, обеспечивающих надежную работу элементов ограждения. Использование стекла в качестве конструкционного материала предполагает дополнительное исследование его прочностных, деформационных и других свойств. Наряду с вопросами статики конструкции в целом и разработки узлов крепления, обеспечения герметизации швов, выбора стекол с необходимой системой солнцезащиты, огнестойкости и другими, одной из важнейших является проблема вентиляции помещений.

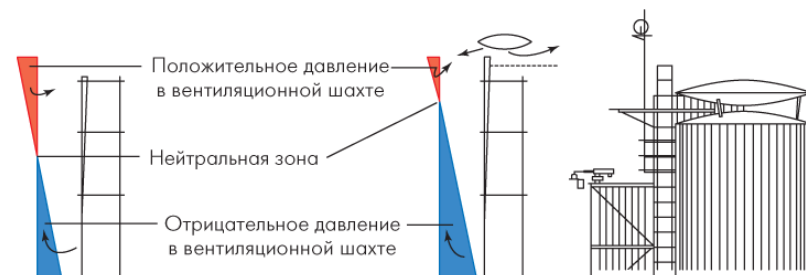
Новые энергосберегающие технологии, применяемые в современном строительстве, нацелены на повышение теплового комфорта человека. Однако утепленные фасады и герметичные окна могут привести к негативным последствиям. Качество микроклимата в помещении определяется не только обеспечением высокой шумозащиты и теплоизоляции, но и притоком свежего воздуха. Анализ результатов обследования зданий с современными огражда-

ющими конструкциями и системами вентиляции показывает, что популярные в настоящее время кондиционеры не обеспечивают воздухообмен в помещении. Как следствие, повышенная влажность и недостаток свежего воздуха приводят к образованию конденсата и появлению плесени. Развиваются специфические грибки и бактерии. Здание «заболевает». Все это, в свою очередь, ведет к износу элементов конструкций. Применение же регулярного проветривания лишает окна их изоляционных свойств.

Вентиляция помещений в зданиях и сооружениях может осуществляться искусственным (механическим) или естественным (под действием перепада давления внутри помещения и снаружи) путем. Так как процесс искусственной вентиляции более предсказуем, чем колебания внешних условий, до последнего времени именно этот вариант вентиляции рассматривался как основной. Однако в настоящее время, с учетом вышеизложенных проблем, естественная вентиляция предусматривается в проектах.

Система естественной вентиляции сооружения зависит от конструктивной схемы светопрозрачных фасадов. В случае применения элементных фасадов всех типов влажность в помещении и воздухообмен можно регулировать с помощью специальных проветривающих устройств, которые, в зависимости от их конструктивных особенностей, могут крепиться как к профилю створки окна или коробки, так и между стеклопакетом и створкой. При этом, требуемые для непрерывной вентиляции узкие проемы должны быть точно расположены и детально рассчитаны, так как в противном случае эффект от поступающего воздуха может быть сравним с воздушной струей, выдуваемой из сопла. Существует множество различных оконных устройств, с помощью которых осуществляется управление вентиляцией в помещении. Их усовершенствование направлено, в первую очередь, на соблюдение достаточной звукоизоляции, поглощение пыли. Приточные устройства устанавливаются на герметичных оконных рамах, иногда в стенах. Вытяжные – в подсобных помещениях, санузлах, на кухне, обычно в дополнение к уже имеющейся системе естественной вентиляции.

Применение двухслойных вентилируемых фасадов предполагает наличие вертикальной вентиляционной шахты. В этом случае наружный слой представляет собой одинарное стекло, внутренний – наклонно-поворотный стеклопакет. В промежутке между стеклами располагается вертикальная вентиляционная шахта, которая в разных вариантах конструкции может либо проходить по всей высоте здания, либо разделяться на несколько секций. Это объясняется тем, что естественная вентиляция, обусловленная гравитационными силами, приводит к образованию нейтральной зоны вблизи средней части шахты независимо от разности температур воздуха в шахте и наружного воздуха. Это может привести к тому, что загрязненный вытяжной воздух будет поступать в помещения верхних этажей. Поэтому либо для смещения нейтральной зоны как можно ближе к уровню крыши здания увеличивают длину шахты, либо разделяют шахту на несколько секций с созданием для каждой собственной нейтральной зоны (рисунок).



Исследование зданий различной этажности и возможных условий внешних воздействий при эксплуатации показало, что устройство единой шахты рационально для сравнительно невысоких объектов (8...10 этажей). В современном строительстве мегаполисов такая этажность не является актуальной.

Возможно, также, применение двойных фасадов без вентиляционной шахты. Тогда для осуществления естественной вентиляции в верхней и нижней части наружного слоя устраиваются щелевые отверстия. При проветривании помещений наружный воздух поступает в промежуток между слоями (скорость воздушных потоков при этом уменьшается), а затем в помещение. Воздушный зазор между поверхностями двухслойного фасада может быть различных размеров: от узкого промежутка, служащего только для вентиляции и размещения солнцезащитных устройств, до промежутков, в которых может разместиться человек (например, для мытья стекол), и даже промежутков в виде отдельных помещений (например, зимний сад).

Таким образом, расчет и проектирование систем естественной вентиляции современных зданий с ограждающими конструкциями из светопрозрачных элементов требует подбора сечений вытяжных каналов с учетом их совместной работы, увязки с характеристиками приточных устройств, прогнозированием эксплуатационного состояния при различных сочетаниях внешних и внутренних воздействий.

### Библиографический список

1. Табунщиков Ю.А., Бродач М.М., Шилкин Н.В. Энергоэффективные здания. – М.: АВОК-ПРЕСС, 2003. 200 с.
2. Петрянина Л.Н., Викторова О.Л., Карпова О.В. Ограждающие конструкции зданий. Стены и покрытия. – М.: АСВ, 2008. 250 с.
3. Китайцева Е.Х., Малявина Е.Т. Естественная вентиляция жилых зданий. – АВОК. 1999. № 3. С. 34-39.

УДК627/626: 624.042

### АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ СДВИГОВЫХ ОПЫТОВ ЯЧЕЙСТЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ РЕЗУЛЬТАТЫ

*В.П. Шарков – канд. техн. наук, доцент;*



В работе рассмотрены известные материалы по сдвиговым опытам моделей подпорных сооружений ячеистой конструкции. Проведен их анализ и сделаны основные обобщения. Предложены рекомендации по дальнейшему исследованию сдвига ячеистых сооружений.

Как известно, по классификации подпорные ячеистые сооружения относятся к типу облегченных бетонных, в которых роль балласта, необходимого для устойчивости, в основном выполняет грунт-заполнитель. Из ячеистых конструкций выполняют подпорные стенки, устои, плотины, причем и глухие и водосливные (по типу Сенкова и др.).

Ячеистые ряжевые плотины из срубов, заполненных землей, исторически нашли широкое применение в России, богатой лесом.

Современные ячеистые конструкции из монолитного бетона или в сборно-монолитной конструкции (в основном с использованием железобетонной опалубки) нашли применение как в условиях не скального, так и скального основания. Например, селезащитная плотина на р. Большая Алма-атинка высотой 40 м построена из монолитного бетона на не скальном основании.

На не скальном основании возведен также устой Киевской ГЭС на р. Днепр, сооружения гидроузла Феллуджа (Республика Ирак). На скальном основании построена водосливная плотина Константиновской ГЭС высотой 22,5 м на р. Ю.Буг (Украина), плотина на р. Тетерев (в сборно-монолитном исполнении из блоков), устой Днепродзержинской ГЭС (р. Днепр).

В 1950-60 годы в СССР эти сооружения широко использовались для возведения плотин и сооружений гидроэлектростанций районного значения. В те годы проводилось много работ и по исследованию этих конструкций, в том числе в МГМИ-МГУП.

Кроме того, ячеистые конструкции в виде круглых оболочек из шпунта широко использовались для строительства перемычек, а из железобетона – для причальных морских сооружений. Исследования таких конструкций проводил МИСИ (Левачев С.Н.), Дергачев П.В. (НИИГ-ВНИИГ) и другие.

Достоинством ячеистых конструкций, как известно, является экономия бетона, а также хорошая их устойчивость вследствие распластанности подошвы. Это подтверждают работы, проведенные различными авторами на моделях.

По нашим данным, основные исследования по изучению сдвига таких конструкций проведены для условий не скального основания. Для условий скальных оснований опытов по изучению сдвига таких сооружений мы не встречали [1].

В условиях скального основания их поведение при сдвиге, более понятно, чем на не скальном сдвиг здесь – плоский, и очевидно, он происходит практически без захвата основания даже в условиях полускальных оснований.

При этом не нашли должного отражения вопросы, имеющие к вопросам устойчивости прямое отношение:

1) несущая способность сооружения, то есть, величина предельной сдвиговой силы на скальном основании;

2) резервы для повышения устойчивости ячеистых сооружений на сдвиг, связанные с передачей нагрузки от веса заполнителя каркасу, под которым коэффициент трения существенно выше, чем под засыпкой;

Результаты таких опытов в ясных условиях сдвига на жестком основании позволят легче, чем в условиях податливого основания, разобраться с дополнительными нагрузками на стены, возникающими в процессе сдвига, а также и с оценкой их возможного влияния.

Кроме того, полученные данные в последующем можно использовать для анализа поведения конструкции в более сложных условиях податливого основания, при котором сдвиг сопровождается и захватом части основания.

Цель данной работы – изучение имеющихся результатов по изучению сдвига таких сооружений и их анализ. Основной акцент в работе сделан на традиционные ячеистые подпорные сооружения, строящихся на реках.

Исследованию сдвига ячеистых подпорных сооружений посвящены работы Василевского Г.Н. [2], Кружалова Ю.М. [3], Алипова В.В. [4], Зборовской М.И. [5] и других авторов [6, 7].

Василевский Г.Н. [2] проводил исследование Бузулукской плотины в 2-х масштабах 1:5 и 1:35, в том числе и на сдвиг рис. 1а.

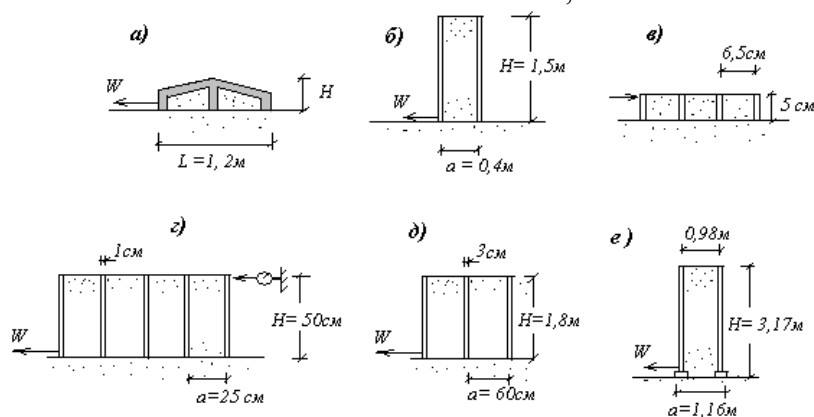


Рис.1. Схемы моделей ячеистых конструкций в сдвиговых опытах: а) Г.Н. Василевского; б) В.В. Алипова; в) М.И. Зборовской; г, д, е) Ю.М.Кружалова

Здесь на модели изучался характер сдвига флютбета ячеистой конструкции высотой 5,5 м и шириной 6,0 м (одна секция и 2 боковые полусекции).

Как сообщает автор, в опытах выявлено, что:

коэффициент трения под флютбетом оказался таким же, как и в опытах со сплошной фундаментной плитой;

сдвиг наблюдался по поверхности грунта основания;

горизонтальные сдвигающие силы сдвига увеличивают боковое давление на стены.

сопротивление сдвигу не зависит от масштаба модели (для песчаных грунтов засыпки и основания).

Кружалов Ю.М. [3] на кафедре строительной механики МГМИ проводил сдвиговые испытания 4-х моделей ячеистой конструкции, три из них показаны на рис. 1-г,д,е.

Малая модель имела высоту 50 см и плановые размеры 25 x 25 см, выполнялась из оргстекла (при толщине стенок 1 см). Засыпкой служил песок (насыпной – с объемным весом  $\gamma = 1,45 \dots 1,5 \text{ г/см}^3$  и уплотненный с  $\gamma = 1,75 \dots 1,75 \text{ г/см}^3$ ). Основание – песчаное, толщиной слоя 50 см.

В основании плотность грунта в разных сериях изменялась: без уплотнения и с уплотнением. В опытах менялась, как отмечает автор, также площадь опирания ячеек. В экспериментах использовалась пригрузка как заполнителя, так и самого корпуса грузами.

*Вторая модель* – 98 x 98 x 300 мм с толщиной стен 4 мм (внизу – башмаки шириной около 10 мм) тоже испытывалась на сдвиг. В ней сдвигающая сила прикладывалась на уровне подошвы.

*Третья модель* – четырехячейковая 2 ряда с размерами ячеек 60 x 60 мм при высоте 180 мм. Здесь сдвигающая сила прикладывалась домкратами двумя методами:

а) у подошвы и примерно на уровне 1/3 высоты;

б) нагрузка от домкратов передавалась на подвижную стенку, а далее через слой песка – модели – на рисунке не приведена (имитировалось давление самого грунта).

Сдвиговые опыты (на малой модели) показали, что предельное смещение, при котором сдвиговая сила достигает максимальных значений, составляет примерно 12,3...14 мм.

На основе опытов получены коэффициенты сопротивления сдвигу  $k = P_{пред} / G$ , приведенные автором в специальной таблице, где  $G$  – суммарный вес конструкции;  $P_{пред}$  – предельная сдвигающая сила (в расчетах определялась через суммарную вертикальную силу и коэффициент внутреннего трения по формуле  $P_{пред} = N \text{tg } \varphi$ ).

Опыты показали, что при расположении силы  $P$  на уровне подошвы наблюдалась схема плоского сдвига.

При сдвиге модель получала небольшой крен – низовое ребро задней ячейки врезалось в основание, верховое приподнималось (задиралось).

Автор приводит графики зависимости горизонтальных (и вертикальных) перемещений 2-х точек – нижней и верхней от сдвиговых сил.

Потеря устойчивости наступала при перемещениях  $\Delta = (0,014 \dots 0,016)H$ , где  $H$  – высота модели ячейки.

При повторном нагружении (после снятия сдвигающей силы) потеря устойчивости происходила при меньших смещениях  $\Delta = (0,004 \dots 0,008)H$ .

При разгрузке – снятии силы (наполовину от предельной до  $0,5P_{пред}$  величины возвратных перемещений (с гистерезисом) составляли 0,5...0,6 мм, что по отношению к высоте равно  $\Delta = (0,001)H$ . Выявлено, что величина предельной силы  $P_{пред}$  – зависит от высоты её приложения.

Полученные в опытах величины предельной силы  $P_{пред}$  оказались меньше расчетных и, что интересно, меньше, чем для массивных сооружений.

К наиболее существенным результатам этих опытов можно отнести следующее:

1) фактическая несущая способность ячеистых сооружений оказывается меньше, чем получаемая в расчетах;

2) величины предельных смещений составляют 12,3... 14 мм при относительных величинах  $\Delta = (0,014...0,016)H$ , что, превышает величину среднего диаметра частиц люберецкого песка средней крупностью 0,22 мм в 56...70 раз.

3) упругая стадия работы сооружения наблюдается примерно в пределах смещений 1,0...1,2 мм, то есть примерно в 5...6 раза больших, чем средняя крупность песка, а по отношению к высоте при величинах  $\Delta = (0,004...0,008)H$ .

4) зафиксированный в опытах плоский сдвиг на податливом основании при приложении сдвигающей силы на уровне подошвы, можно считать ожидаемым.

Алипов В.В. [4] (быв. НИС Гидропроекта) проводил опыты по сдвигу ячеек в грунтовых лотках (на песчаном основании) на одноячейковой (рис. 1-б) и трехячейковой моделях размерами 20 x 20 x 75 см. Использовались также модели с соотношением сторон 1:1,5 и 1:3. Кроме того, в большом грунтовом лотке опыты проводились на одноячейковой модели с внутренними размерами 40x40x150 см, а также на моделях секции ячеистой плотины. В качестве заполнителя использовался песок средней крупности различной плотности.

В лотке – изучалось горизонтальное давление на стенки каркаса (без фундаментной плиты) в статических условиях. Здесь также изучались и вопросы устойчивости сооружения, и в частности влияние конструкции фундаментной части сооружения на устойчивость (фундаментных уширений и анкерных плит).

Среди существенных результатов можно, на наш взгляд, выделить следующее.

При приложении сдвиговой горизонтальной нагрузки к ячеистой конструкции одновременно с развитием касательных напряжений под каркасом и подошве заполнителя происходит значительное перераспределение вертикальных контактных напряжений. Это проявляется в том, что под заполнителем они увеличиваются, под каркасом – снижаются.

Автор не дает комментариев о причинах этого явления. На наш взгляд, это связано с вертикальной врезкой каркаса в основание при сдвиге и появлением пассивного (отпорного) давления в заполнителе у его подошвы («зависанием» корпуса на грунтовом «столбе» – массиве).

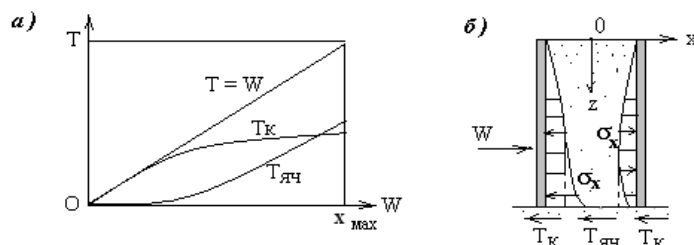


Рис. 2. Вклад в несущую способность сдвигу ячеистой конструкцией сил трения под каркасом и заполнителем: а) – графики зависимости сил трения под каркасом и под подошвой заполнителя в зависимости от сдвиговой силы (величины сдвига);

б) – схема сил и эпюры горизонтального давления заполнителя на стенки при сдвиге. Пунктиром Показаны исходные эпюры давления (до сдвига).  $T_K$ ,  $T_{яч}$  – силы трения под каркасом и заполнителем

В работе в виде схем приводятся графики зависимости сил трения под каркасом и под заполнителем в зависимости от горизонтальных смещений – рис. 2а.

По данным Алипова эпюра горизонтального давления при сдвиге увеличивает свои значения, причем на высоту до  $1,0 \dots 1,2a$  ( $a$  – плановый размер ячейки). При этом максимальное давление возникает у самой подошвы (см. рис. 2б). Величина этого давления напрямую связана с величиной смещения (и сдвигающей силы) и для задней стенки достигает величин, превышающих давление в статических условиях в  $1,5 \dots 3$  раза. Одновременно у передней стенки давление у подошвы падает практически до нулевых значений.

Для определения равнодействующей касательных напряжений в подошве заполнителя автор предложил эмпирическую формулу, в которой учитывается повышение напряжений под заполнителем, связанного с навалом грунта на низовую грань ячеистого каркаса.

(Отметим, что автором также проведены опыты на специальной рычажной установке, по изучению горизонтального и вертикального давления заполнителя с жестким днищем – на модели  $20 \times 20$  см и высотой  $H = 75$  м. На этом жестком подвижном перемещаемом в вертикальном направлении) днище устанавливалось 7 датчиков давления грунта. Выявлено, что давление на стенки на податливом основании, больше чем в условиях жесткого днища. Величина этого давления, как оказалось, зависит от последовательности (скорости) заполнения ячейки и силы нагружения каркаса).

В качестве комментариев, на наш взгляд, следует отметить:

1) причиной понижения напряжений под каркасом в процессе сдвига может являться «зависание» корпуса на самом заполнителе, возникающего в результате осадки каркаса, что зафиксировано у Кружалова Ю.М. [3] Очевидно, что такое «зависание» ячейки на грунтовом «столбе», определенно вызывает дополнительную пригрузку и передачу её на подошву заполнителя, что и показали опыты В.В. Алипова.

2) выявлен факт изменения формы эпюры Янсена у подошвы и получены величины и пределы изменения эпюр давления на стенки. Давление на заднюю стенку возрастает до 3-х раз, а на переднюю у подошвы – падает до нуля. Алгебраическое суммирование эпюр давлений на эти противоположные стенки свидетельствует о том, что в целом результирующее горизонтальное давление увеличилось. Как известно, оно связано с давлением вертикальным, что согласуется с зафиксированным в опытах Алипова повышением вертикального давления в заполнителе.

3) автором предложена формула для определения равнодействующей касательных сил в подошве заполнителя  $T_{яч}$  (сила трения) в зависимости от прилагаемой горизонтальной нагрузки. Она по характеру эмпирическая, содержит 2 коэффициента, численные значения которых не приводятся, и потому её использование представляется проблематичным.

Но сам факт акцентирования внимания на этой силе, на наш взгляд, заслуживает внимания.

Следует добавить, что изучение этой силы целесообразно начать для определенных условий сдвига, например, на жестком основании, когда схема сдвига однозначно плоская, и когда в основании под каркасом и засыпкой известны коэффициенты трения, что позволит разделить нагрузки от каркаса и грунта. Важным является здесь знание и самой величины нагрузки, передаваемой грунтом непосредственно подошве заполнителя (то есть величины степени зависания).

4) после определения равнодействующей касательных напряжений  $T_{яч}$  в условиях скального основания можно перейти к корректировке её в условиях повышения степени податли-

вости основания. Последнее можно реализовать, например, путем увеличения слоя грунта в основании;

5) величину дополнительного горизонтального давления на верховую (надвигающуюся) грань  $\Delta\sigma_x$ , возникающую при сдвиге, автор предлагает определять в зависимости от силы  $T_{яч}$  по предлагаемой им эмпирической формуле. Последняя предполагает экспоненциальный характер затухания давлений от подошвы кверху, но имеет множество специальных коэффициентов, что осложняет её использование. Для низких ячеек автор допускает линейное уменьшение этого дополнительно возникающего горизонтального давления  $\Delta\sigma_x$  от подошвы ячейки кверху и предлагает упрощенную формулу.

б) предложенная форма графика зависимости силы сопротивления каркаса и заполнителя от перемещений при сдвиге может быть полезна для полноты картины и выявления условий включения сил сопротивления самой засыпки в процессе сдвига.

М.И. Зборовская [5] на модели (см.рис.1 в) исследовала поведение ячеистой штампа при сдвиге, состоящего из 12 ячеек высотой 5 см с внутренними размерами 6,5 x 6,5 см, заполненного люберецким песком с характеристиками:  $\gamma = 16 \text{ кН/м}$ ,  $\varphi = 28,8^\circ$ ,  $\delta = 20^\circ$ .

Основные выводы работы [5] сводятся к следующему:

1. В опытах (без моделирования собственного веса засыпки) при сдвигающей силе, равной расчетной ( $P_{расч} = G \times tg \varphi$  – вес модели, умноженный на коэффициент внутреннего трения  $tg \varphi$ ) получена картина сдвига, показывающая вхождение поверхности скольжения внутрь ячейки (как отмечает автор, аналогичная опытам С.Н. Левачева).

2. В специальных опытах с пригрузкой модели, моделирующей вес каркаса и вес засыпки, получена иная картина, свидетельствующая о работе этого составного ячеистого сооружения как единое целое, характеризуемой отсутствием смещений засыпки относительно стен в вертикальном направлении. Это наблюдалось для 2-х уровней приложения сдвигающей силы – на уровне верха штампа и на середине его высоты.

3. На податливом основании, по данным автора, ячеистая система «каркас-засыпка» работает по схеме смешанного сдвига при величине сдвигающей силы  $W = 0,8P_{расч}$ . Схема плоского сдвига для условий опыта, т.е. податливого основания, с учетом специальной пригрузки каркаса и заполнителя, прикладываемой на основе использования законов моделирования, не реализуется.

В работах П.В. Дергачева [6, 7] изучалось поведение ячеистых конструкций, выполненных из шпунта, забитого в грунт основания. Обычно это конструкция выполнена из одной ячейки, часто круглой или схожей формы, заполненной грунтом.

В работах этого автора основное внимание уделялось изучению влияния величины заглубления каркаса в основание (забивки свай) на несущую способность сооружения.

Например, выявлено, что при заглублении ячейки в основание на глубину, равную половине высоты ячейки устойчивость её повышается в 3...5 раза (по сравнению с незаглубленной).

В этих работах также изучался изгибающий момент от сдвигающей горизонтальной силы (в том числе и реактивный), приводятся формулы для его определения, а также эпюры моментов по высоте ячейки, необходимые для оценки прочности конструкции.

На наш взгляд, хотя в последнее время такие ячеистые конструкции из шпунта не получили распространения, однако некоторые результаты их исследований могут быть использованы для совершенствования ячеистых сооружений.

Изучение результатов рассмотренных опытов и их анализ позволяет сделать следующие выводы.

1. На податливом основании в определенных условиях, например, при приложении силы на уровне подошвы, в опытах Кружалова наблюдалась схема плоского сдвига. В процессе сдвига модель получает небольшой крен, что приводит к перераспределению давлений в ячейке и под ней: давление под каркасом падает, а под заполнителем существенно возрастает.

2. Несущая способность ячеистого сооружения, полученная в опытах [2], оказалась ниже аналогичных массивных сооружений, что требует введения поправочных коэффициентов при использовании формул, относящихся к массивным сооружениям.

3. При приложении сдвигающей силы выше уровня подошвы в сопротивление, согласно опытам [5], включается основание, а поверхность сдвига заглубляется в основание, что должно повышать несущую способность сооружения.

4. Явления, происходящие на контакте ячейки с податливым основанием, изучены неплохо. В.В. Алипов предложил формулы для определения силы трения под заполнителем, а также давлений, дополнительно возникающих при сдвиге. Однако они сложны для использования и требуют совершенствования.

5. Важным вопросом при изучении механизма сдвига, на наш взгляд, является изучение явления перераспределения давлений в ячейках от основной нагрузки – веса заполнителя между стенками и основанием. Это позволит более точно увязать сдвиговые силы с вертикальными нагрузками.

#### **Библиографический список**

1. Шарков В.П. Устойчивость ячеистых сооружений и способы его повышения. //Гидротехническое строительство. 2002. № 2.
2. Василевский Г.Н. Исследование работы НИИГ по плотине Сенкова. Гидротехническое строительство, 1936, № 8-9, С. 19-22.
3. Кружалов Ю.М. Лабораторные исследования устойчивости ячеистых систем. /Сб. трудов «Строительная механика». – М.: МГМИ, 1971. Т. XXXIV. С. 29-37.
4. Алипов В.В. Исследование давления грунтового заполнителя в железобетонных гидротехнических сооружениях ячеистой конструкции. Труды ВНИИ ВОДГЕО. 1965. Вып 12. С. 89-103.
5. Зборовская М.И. Анализ работы ячеистых конструкций на статические и температурные воздействия. Автореферат кандидатской диссертации. – М.: МГУП, 1995. 28 с.
6. Дергачев П.В. Об устойчивости ячеистых конструкций. Основания, фундаменты и механика грунтов. – М., 1959. № 5. С. 10-13.
7. Дергачев П.В. К расчету устойчивости ячеистых конструкций. Основания, фундаменты и механика грунтов. – М., 1963. № 2. С. 17-19.

**О МАСШТАБНЫХ КОЭФФИЦИЕНТАХ ДЛЯ ПЕРЕСЧЕТА ПОЛУЧЕННЫХ НА МОДЕЛИ ДАННЫХ ПРИ ИЗУЧЕНИИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗОК В ЯЧЕИСТОЙ КОРОБКЕ ОТ ВЕСА ЗАПОЛНИТЕЛЯ МЕЖДУ СТЕНКАМИ И ОСНОВАНИЕМ**

*В.П. Шарков – канд. техн. наук, доцент;*

*П.З. Метельский – канд. техн. наук, доцент*

*ФГУО ВПО «Московский государственный университет природобустройства», г. Москва, Россия*

В работе рассматриваются основные коэффициенты подобия, которые требуется учитывать при перерасчете на натуру полученных на модели данных при изучении нагрузок от грунта в ячеистой коробке (степени зависания) для общего случая – распределения давления грунта по Янсену. Приведено обоснование необходимости их учета.

Большинство исследований ячеистых конструкций проводилось на моделях. Модели позволяют определить искомые характеристики с меньшими трудозатратами, расширяют диапазон и оперативность исследований. Однако здесь возникает вопрос о точности полученных данных и возможности их переноса на натурное сооружение.

Вопросам моделирования ячеистых гидротехнических конструкций посвящены работы А.М. Латышенкова, Г.М. Каганов, М.И. Зборовской. На моделях различного масштаба ячеистые гидросооружения изучали Л.М. Емельянов, Ю.М. Кружалов, Н.В. Вятских, С.Н. Левачев, В.В. Алипов, Ю.Д. Коваль, Ю.В. Гонтарь, Б.М. Бахтин, В.П. Шарков и др.

Изучение нагрузок в силосах и бункерах – ячеистых конструкций для хранения материалов, проводила целая команда механиков – силосников как у нас в стране, так и за рубежом: Среди них можно назвать десятки исследователей, например, в Германии, Пиппер К., в России – Гарбузов В.И. и др.

*Цель данных исследований* – формулирование критериев подобия при изучении распределения нагрузок от грунта в одиночной ячеистой конструкции (коробке) на модели.

В работе вопрос моделирования ограничим следующими условиями и предпосылками:

- 1) ячеистая коробка с грунтом находится в статических условиях работы;
- 2) распределение вертикального давления грунта по высоте ячеистой коробки подчиняется формуле Янсена;
- 3) влияние основания – не учитываем.



Рассмотрим параметр, характеризующий передачу нагрузок от грунта-заполнителя стенкам ячейки, так называемую степень зависимости [1].

Поясним это понятие. Это отношение веса заполнителя, «зависающего» на стенках –  $T$ , к полному его весу  $G$  (рис. 1)

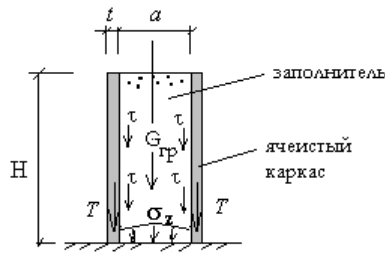


Рис. 1. Схема передачи нагрузок от веса заполнителя стенкам и основанию

$$m = T / G. \quad (1)$$

Если эта часть веса грунта  $m$  зависит на стенках (за счет возникновения касательных напряжений  $\tau$ ), то остальная его часть передает свой вес непосредственно на основание (в виде эпюры давления  $\sigma_z$  – на рис.1). То есть при равенстве степеней зависимости на модели и натурном сооружении должна иметь место не только численная, но и механическая идентичность физических явлений в системе «ячейка + грунт» в рассматриваемых объектах.

Рассмотрим величину  $m$  подробнее.

Как видим, это обобщающий (интегральный) параметр, характеризующий передачу нагрузок одновременно и основанию и стенкам. Причем этот параметр безразмерный, что рекомендуется для использования в постулатах теории подобия [2].

Раскроем выражение для степени зависимости

$$m = T / G = (G - P) / G = 1 - \sigma_z F / \gamma H F = 1 - \sigma_z / \gamma H, \quad (2)$$

где  $\gamma$ ,  $H$  – плотность (объемный вес) и высота заполнителя ячейки;  $P$ ,  $\sigma_z$  – соответственно, нагрузка от веса грунта, передающаяся основанию и (средняя) интенсивность этой нагрузки

$$P = \sigma_z \cdot F,$$

где  $F$  – площадь поперечного сечения ячейки.

Для упрощения выражения (2) рассмотрим известную формулу Янсена для вертикального давления [3, 4]

$$\sigma_z = (\gamma R / k) [1 - \exp(-k H / R)], \quad (3)$$

где  $k$  – коэффициент касательных напряжений

$$k = \tau / \sigma_z \quad (4)$$

$\tau$  – касательные напряжения в заполнителе у стен.

С учетом формулы (3) выражение (1), после упрощения, имеет вид

$$m = 1 - \sigma_z / \gamma H = 1 - (R / H k) [1 - \exp(-k H / R)],$$

или в более удобном виде

$$m = 1 - (R / H k) (1 - \exp(-k H / R)). \quad (5)$$

Из условия (5) следует, в выражение степени зависимости плотность грунта-заполнителя не входит, при её изучении обеспечение подобия по плотностям грунта природы и модели необязательно, то есть  $\gamma \neq \text{const}$ .

Как видно и выражения (5), при изучении распределения нагрузок от заполнителя на моделях следует соблюдать всего 2 условия:

1) геометрическое подобие отношения

$$H/R = \text{const}; \quad (\text{A})$$

2) подобие коэффициентов  $k$

$$k = \tau / \sigma_z = \text{const}. \quad (\text{Б})$$

Рассмотрим эти условия более подробно.

Входящий сюда гидравлический радиус  $R = F / \Pi$  зависит от площади и внутреннего периметра поперечного сечения ячейки, а также её формы. Условие (А) предопределяет необходимость соблюдения на модели и натуре идентичных форм ячеек в плане и относительных высот слоя заполнителя ( $H/R$ ).

Рассмотрим условие (Б).

Здесь  $\tau$  – касательное напряжение грунта у стенки.

Оно, как известно, определяется горизонтальным давлением и коэффициентом трения у стен. Горизонтальное давление в свою очередь определяется как произведение вертикального давления на коэффициент горизонтального давления (см. рис. 2)

$$\tau = \text{tg} \delta \cdot \sigma_x = \text{tg} \delta \cdot \lambda \cdot \sigma_z, \quad (\text{б})$$

где  $\sigma_x$  – горизонтальное давление грунта-заполнителя;  $\text{tg} \delta$  – коэффициент контактного трения грунта у стен;  $\lambda$  – коэффициент горизонтального давления грунта (у стен).

Горизонтальное давление  $\sigma_x$ , как известно, напрямую зависит от вертикального давления грунта у стен –  $\sigma_z^A$  (добавим индекс А).

Известно, что последнее, как правило, меньше, чем в центре ячейки, как на рис. 2. Для учета этого фактора в инженерных расчетах Емельянов Л.М. [4] предлагает использовать коэффициент неравномерности  $\alpha$  и тогда

$$\sigma_z^A = \alpha \cdot \sigma_z^{cp}, \quad (\text{7})$$

где  $\sigma_z^{cp}$  – вертикальное осредненное в пределах поперечного сечения ячейки давление

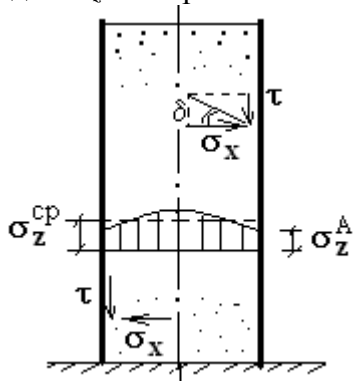


Рис. 2. Схема нагрузок от заполнителя в ячейке

на некоторой глубине заполнителя. Именно этот смысл несет напряжение  $\sigma_z$  в формуле (5) и при строгом подходе, то это условие должно быть записано в виде

$$k = \tau / \sigma_z^{cp} = \text{const}. \quad (\text{Б})$$

Раскрыв касательное напряжение через напряжение нормальное, с учетом (6) и (7) получим произведение трех коэффициентов

$$k = \tau / \sigma_z^{cp} = \text{tg} \delta \cdot \lambda \cdot \alpha \cdot \sigma_z^{cp} / \sigma_z^{cp} = \text{tg} \delta \cdot \lambda \cdot \alpha.$$

То есть вместо условия (5) мы для обеспечения подобия имеем отношение

$$k = \text{tg} \delta \cdot \lambda \cdot \alpha = \text{const}. \quad (\text{Б-1})$$

Проанализируем входящие сюда коэффициенты.

Коэффициент контактного трения  $\operatorname{tg} \delta$ , как известно, зависит от угла трения грунтового заполнителя и шероховатости внутренней поверхности стен.

Коэффициент горизонтального давления  $\lambda$  для ячеистых конструкций (в которых стенки вертикальны, а поверхность засыпки – горизонтальна) зависит от угла внутреннего трения и угла контактного трения  $\delta$  [3, 4].

Коэффициент  $\alpha$ , характеризующий неравномерность эпюры вертикального давления, зависит (кроме плановых размеров и формы) от степени шероховатости стен ячейки [4]).

Проведенный анализ показывает, что для обеспечения подобия степени зависания грунта на модели и натуре требуется выполнение условий:

$$\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{const}; \quad (\text{В})$$

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{const}. \quad (\text{Г})$$

Условие (Г) равнозначно обеспечению одинаковой шероховатости стен. Другими словами для подобия механических явлений необходимо обеспечение у грунта угла внутреннего трения, а у каркаса стен их шероховатости.

Интересно, как отмечалось выше, у грунта-заполнителя не требуется обеспечение подобия его плотности.

Таким образом, из условий (А, В, Г) следует, что для обеспечения подобия важны: геометрическое подобие емкостей натуре и модели, шероховатость стен, а также угол внутреннего трения грунта.

Рассмотрим распределение нагрузок в ячейке подробнее. Представим, что стены прямоугольной ячейки сравнительно тонкие. Тогда в силу прогибов в пролете горизонтальное давление грунта уменьшится, а в углах ячейки, где нет прогибов и высокая жесткость, оно останется практически прежним. Горизонтальное давление, как известно, напрямую влияет на касательное напряжение, а значит, и на степень зависания.

Результаты, подтверждающие взаимосвязь давления грунта и деформативности стен, получены в натурных опытах при изучении ячеистой плотины на р. Тетерев [4]. Здесь выявлено, что если стенку ячейки с тыльной стороны пригрузить грунтом, то величины давления выше, чем у стены без такой пригрузки.

Параметром, характеризующим деформативность (жесткость) стен, является, как известно произведение

$$E \cdot x \cdot I = \operatorname{const},$$

где  $E$  – модуль деформации (упругости) материала стен;  $I$  – момент инерции поперечного сечения стенок.

Момент инерции при обеспечении геометрического подобия на модели автоматически удовлетворяется подобием линейных размеров. Поэтому достаточным дополнительным условием подобия может являться условие подобия модулей деформации (упругости) стен конструкции

$$E_{\delta} = \operatorname{const}. \quad (\text{Д})$$

Теоретическую взаимосвязь давления грунта и деформативности стен ячейки установили и при исследовании работы силосов [5]. При этом, как показали её авторы, одновременно необходимо учитывать и деформативность самого заполнителя. На наш взгляд, это

предложение при решении некоторых задач может быть актуальным, в том числе и для ячеек гидротехнических сооружений. Этот вопрос требует специального изучения.

### **Выводы**

Таким образом, при изучении распределения нагрузок от грунта в ячейке на модели необходимо выдержать:

- 1) условие геометрического подобия ячеистого каркаса (А);
- 2) подобие степени гладкости (шероховатости) внутренней поверхности стен (Г);
- 3) подобие углов внутреннего трения грунтов (В);
- 4) подобие деформативных характеристик материалов грунта-заполнителя и ячеистого каркаса (Д).

Вопрос об обязательности условия (Д) следует исследовать дополнительно.

При этом интересен также вопрос о критериях моделирования при использовании на модели грунта, который является заполнителем в натуральных условиях.

### **Библиографический список**

1. Шарков В.П. Некоторые вопросы сейсмостойкости ячеистых гидротехнических сооружений на скальных основаниях. Автореф. дис....канд техн. наук. – М.: МГМИ, 1982, 138 с.
2. Гидротехнические сооружения /Под ред Н.П. Розанова. – М.: Агропромиздат, 1985. 432 с
3. СНиП 2.06.07.87. Подпорные стены, судоходные шлюзы. Рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. 1989.40 с.
5. Емельянов Л.М. Давление грунта в ячеистых системах. – М.: МИИВХ, 1959, 82 с.
6. Коваль Ю.Д., Гонтарь Ю.В. К вопросу о величине давления засыпки на стенки ячеистых конструкций гидротехнических сооружений. //Гидротехническое строительство. 1965. № 1.
7. Давление сыпучих материалов в силосах и бункерах. // Сер. «Элеваторная, мукомольно-крупяная и комбикормовая промышленность». – М.: ЦИНТИ, ТЭИ Госкомзага СССР, 1969. С. 27-32.

УДК 624.082

### **ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ НЕРАЗРЕЗНОЙ ДВУХПРОЛЕТНОЙ БАЛКИ НА ОПОРНЫХ УЧАСТКАХ**

*М.С. Царев – ассистент*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г. Москва, Россия*

В данной статье приводится анализ методики расчета двухпролетной балки на устойчивость на опорных участках, а также поиск обоснования и решения в обеспечении устойчивости балки согласно строительным нормам и правилам.

При нагружении верхнего пояса двухпролетной балки равномерно распределенной нагрузкой и раскреплении из плоскости наибольшей жесткости, в соответствии с эпюрой изгибающих моментов нижний пояс балки находится в сжатом состоянии в опорных зонах, рис. 1. Соответственно, при расчете неразрезных балок возникают следующие вопросы:

1. Как определить  $\phi_b$  (коэффициент устойчивости при изгибе) для нижнего пояса двухпролетной балки, какую принять расчетную длину балки для определения коэффициента устойчивости для опорных зон на средней опоре, зная, что сжатие, имеет место в нижнем поясе, не связанном жестко из плоскости, и как это обосновать расчетом по [1] и [2].

2. Проанализировать и доказать, что в описанном выше случае нет необходимости в закреплении нижнего сжатого пояса балки из плоскости от смещений на при опорных участках, как того требует [1] и [2], достаточно закрепления верхнего пояса балки по всей длине без учета сжимающих или растягивающих напряжений в верхнем поясе.

Рис. 1. Двухпролетная неразрезная балка

Проблема устойчивости изгибаемых элементов нормы рассматривают только с точки зрения сжатого верхнего пояса, без указания возможности изменения по длине пояса сжимающих или растягивающих напряжений. В [1] и [2] идет речь о устойчивости плоской формы изгиба только в сжатом поясе по той простой причине, что во всех задачах решаемых для составления таблиц или написания формул, рассматривается однопролетная шарнирно опертая балка (рис. 2), где данная схема наиболее распространена в решении задач стальных конструкций. Закрепление верхнего пояса подразумевается [1] и [2], где согласно технологии

возведения здания  
сплошной жесткий  
настил, железобетон-  
ные плиты, распорки  
крепятся к верхнему  
поясу балки. Поэтому  
идет

Рис. 2. Однопролетная  
неразрезная балка

устойчивое мнение о закреплении именно верхнего пояса балки.

Пункт 5.16а [1] регламентирует расчет  $\phi_b$  только для однопролетной шарнирно опертой балки, а можно данные формулы применять к неразрезным балкам. Ведь речь идет о сжатом

поясе без уточнения, какой это пояс-верхний или нижний в силу рассмотрения только разрезных шарнирно закрепленных балок. Возникает вопрос: как вести расчет проектировщику, если сжатым является нижний, а раскреплен – верхний пояс?

В нормах проектирования [2] предпринята попытка перейти от типовых разрезных балок к другим схемам формулировкой: «если на участке  $l_{ef}$  эпюра  $M_x$  по своему очертанию отличается от приведенных в таблице М.1, то допускается значение  $\psi$  определять по формулам для наиболее близкой по очертанию эпюры  $M_x$ , в которую может быть вписана фактическая эпюра». Как же поступать при жестком закреплении даже разрезной балки, когда на отрезке  $l_{ef} = L/5$  нижний пояс будет сжат?

Анализируя данные вопросы, можно прийти к мнению, что для определения  $\phi_b$  при расчете балок на устойчивость можно принять за расчетную длину, расстояние от опоры до точки, где изгибающий момент равен нулю. В практических расчетах принимать пролет для определения  $\phi_b$ :

по эпюре моментов от опоры до нулевого момента в пролете при опирании жесткого сплошного покрытия, (рис. 3);

Рис. 3. К определению расчетной длины при проверки балки на устойчивость

расчетную длину балки, раскрепленную распорками, назначать от опоры до точки нулевого момента с учетом шага раскрепления верхнего пояса, предполагая некий запас такого подхода.

Данные рассуждения верны: при смене знака эпюры моментов двухпролетной балки состояние нижнего пояса меняется из растянутого в сжатый. Эпюра моментов строится на растянутом волокне, и картина напряженного состояния поясов отражена эпюрой моментов: там где эпюра моментов построена на верхнем поясе балки, нижний пояс будет сжат, соответственно и расчетная длина нижнего пояса будет равна расстоянию между точками смены знака эпюры моментов.

Рассматривая данный вопрос с точки зрения теории устойчивости сопротивления материалов, балкой называется элемент, в котором оба пояса имеют возможность бокового смещения или оба не имеют. Если пояса работают отдельно, где верхний пояс двутавра нагружен и закреплен из своей плоскости и перемещается только в вертикальной плоскости, а нижний еще и в горизонтальной, то данный элемент не может называться балкой. Если один из поясов раскреплен, то исключена возможность его смещения из плоскости нагружения и поворота вокруг оси балки и никаких проблем с потерей устойчивости балки не может быть, то есть достаточно удержания только одного пояса для исключения изгибно-крутильной формы потери устойчивости.

## Выводы

Если один из поясов, в независимости сжат он или растянут, раскреплен, значит исключена возможность его смещения из плоскости нагружения и поворота вокруг оси балки, и невозможна потеря устойчивости плоской формы изгиба. На основании аналитического рассмотрения данного вопроса можно констатировать, что если рассматривать вопрос общей устойчивости изгибаемых элементов относительно сопротивления материалов, то установка жестких раскреплений именно сжатого пояса на приопорных участках неразрезных балок необязательна.

Но как быть с материалами Катюшина В.В. [3], где прямо сказано о необходимости раскрепления нижнего пояса балок на опорных участках.

С позиции проектировщика ответ однозначен: отказ от раскрепления нижних поясов балок есть ничто иное как формальное игнорирование требований норм проектирования. Пока будет разрабатываться методика норм только для однопролетной балки на шарнирных опорах, раскрепление именно сжатых поясов надо выполнять, что приводит к удорожанию строительства, а проектировщики должны будут искать критерии устойчивости в опорной зоне двух пролетных балок, в место того, чтобы подводить нормы к решению определенных задач.

## Библиографический список

1. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1998.
2. СП II 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций. – М.: ФГУП ЦПП, 2005.
3. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения. – М.: Стройиздат, 2005.

## ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ОТБОРА ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОДНЫХ ОБЪЕКТОВ ГОРОДА МОСКВЫ ДЛЯ ИХ РЕАБИЛИТАЦИИ

*М.С. Яшкова*

*ГУП «Бюро экоанализ»*

*О.Н. Черных – канд. техн. наук, профессор*

*ФГБОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства», г.  
Москва, Россия*

*В.И. Алтунин – канд. техн. наук, доцент*

*ФГОУ ВПО «Московский автомобильно-дорожный  
государственный технический университет»,*

*г. Москва, Россия*

Рассматриваются основные принципы и критерии отбора водных объектов, которые необходимо реабилитировать в первую очередь на территории г. Москвы. Отмечены некоторые проблемы, возникающие при проведении проектно-изыскательских и строительных работ по восстановлению водных систем мегаполиса.

In this article are described principles and criterions of hydraulic object's selection. This Moscow water systems are reconstructed despite of design and civil engineering problems, mentioned in this work.

Одним из важнейших элементов экосистемы г. Москвы являются городские водные объекты. Содержание и реабилитация водных объектов во многом определяют благополучие всей экосистемы города. Они представляют водный фонд столицы, и каждый из них имеет свои особенности и болевые точки [1, 2]. В целом водные объекты следует рассматривать как сложную природно-техногенную систему, характеризующуюся разнородными признаками, определёнными не только своими индивидуальными особенностями и выполняемыми функциями, но и своей историей [6]. Общая площадь поверхности водных объектов г. Москвы в 2007 г. по данным Департамента земельных ресурсов составляла 3,2 тыс. га (при общей площади земель города на тот момент 108,08 тыс. га). Из них на долю водотоков приходилось 2,1 тыс. га, а общая площадь водоёмов составляла около 1,1 тыс. га.

Все столичные водные объекты на урбанизированной территории подвергаются антропогенному воздействию. В результате многие из них в настоящее время находятся в полностью деградированном состоянии (например, каскад прудов в усадьбе Покровское-Стрешнево), при котором нахождение жителей мегаполиса не только не комфортно, но и опасно для их здоровья, а порой и жизни (каскад прудов на р. Натошенка в Очаково, в Некрасовке). Ложа некоторых водоёмов зачастую просто засыпаются на глазах жителей (в Бутово, в коттеджном посёлке Потапово – 2005 г., Чермянский пруд в СВАО – 2010 г.). В большинстве своем, водные объекты находятся в неудовлетворительном состоянии по техническим, экологическим и эстетическим показателям. Поэтому они нуждаются в реабилитации с целью сохранения их как водной экосистемы, естественных противопожарных резервуаров, мест отдыха населе-



ния. Около 70% водных объектов г. Москвы не имеют балансовой принадлежности, отсутствуют утвержденный Регламент об определении и назначении их балансодержателя, паспорт водного объекта, то есть – они практически безхозные.

За техническим и экологическим состоянием водных объектов столицы ответственны ряд организаций, занимающихся эксплуатацией, капитальным ремонтом их ГТС и охраной [4, 5]. Например, приоритетным направлением деятельности ГУ «Бюро экоанализ» является экологическая реабилитация таких водных объектов как реки, пруды и родники г. Москвы. Работы по восстановлению и экологической реабилитации водных объектов мегаполиса в ГУ «Бюро экоанализ» выполняются по плану, разработанному в соответствии с постановлением Правительства Москвы от 28.10.2008 № 1004-ПП «О городской целевой среднесрочной программе по реабилитации малых рек и водоемов на территории города Москвы на 2009-2011 гг.». В 2008 году на территориях г. Москвы были завершены работы по восстановлению и благоустройству 18-ти родников на сумму 60 млн руб. В 2009 году выполнены строительно-монтажные работы и введены в эксплуатацию 4 пруда (в селе Рождествено, СЗАО, по ул. Феодосийская, ЮЗАО, в парке «Грачевка», САО, по ул. Кутузова, ЗАО).

В 2010 году начаты строительно-монтажные работы по реабилитации 2-х прудов (по ул. Арцимовича, ЮЗАО и ул. Красноярская, ВАО) с благоустройством прилегающей территории, устройством дорожно-тропиночной сети, площадок отдыха, установкой малых архитектурных форм. Окончание работ намечено на июнь 2011 г. В настоящее время ведутся проектно-изыскательские работы (ПИР) по 19-ти прудам и 17-ти рекам.

В проектах по реконструкции, технической и экологической реабилитации водных объектов большое место отводится вопросам благоустройства прилегающих к ним территорий, которая является водоохраной зоной и местом отдыха населения, особенно в летний период. Для комфортного времяпровождения москвичей вблизи водных объектов создаются организованные места отдыха, детские площадки, пикниковые точки, сети экологических троп и веломаршрутов, что позволяет организовывать потоки посетителей и способствовать сохранению особо ценных участков природной территории, редких видов животных и растений. Целью реабилитации городских водных объектов является создание мест комфортного времяпровождения для всех групп населения. При этом необходимо планировать конструктивные мероприятия для обеспечения доступа к зонам отдыха лиц с ограниченными возможностями (пандусы, специальное дорожное покрытие, его разметка и т.д.).

Анализ проблем, возникающих при восстановлении и реконструкции водных объектов Москвы ещё на стадии ПИР, показывает, что для мегаполиса с высокой степенью загрязнения воздушного и водного бассейна недостаточно решён вопрос с очисткой поверхностного стока, не разработана апробированная методика его компактной очистки. Обследования более 200 малых водоёмов, выполненные МГУП, показывают, что на береговой линии некоторых прудов насчитывается до десятка сбросных труб или канализационных колодцев (пруд Садки, Сусоколовский №1, каскад прудов в усадьбе Покровское-Стрешнево, на прудах в районе МКАД – Братцево, Очаково, на реках Битца, Натошенка, Городня и др.). В связи с этим становится актуальным вопрос строительства в городе очистных сооружений поверхностного стока. Характерным примером необходимости строительства очистных сооружений является сдерживание процесса реабилитации каскада 7 прудов в ПИП «Покровское-Стрешнево» [3]. Проекты реконструкции водной системы парковой территории с водоёмами,

родниками и речками Химка и Чернушка в последние десятилетия неоднократно рассматривались. В 2006 г. были выполнены работы по обустройству более удобных подходов к родникам, замене старых асбестоцементных труб на новые из нержавеющей стали, укреплению кладкой из габионов с природным камнем склонов у 5 (из 15) выходов родников, по организации мест для отдыха населения, обустройству и укреплению участков берегов р. Химки, и т.д. Однако до настоящего времени городскими организациями не решен вопрос отвода земли под строительство необходимого очистного сооружения, что не позволяет в полной мере решить вопрос комплексной реабилитации водной системы всего бассейна.

Несомненно, решение этой проблемы влияет на выбор методов и сроков выполнения реабилитационных работ на многих водных объектах Москвы. Для оптимизации процесса восстановления и экологической реабилитации таких водных объектов мегаполиса как пруды, малые реки, ручьи и родники предлагаем руководствоваться следующими основными принципами:

1. При назначении очередности реабилитации водных объектов следует соблюдать последовательность их расположения в водной системе. В большинстве своём водные объекты Москвы представляют собой взаимосвязанную последовательную систему водотоков и водоёмов, составляющих в совокупности группу водных бассейнов. Есть ряд крупных каскадов прудов на реках Городня, Лихоборка, Чернушка, Чурилиха, Битца, Натошенка и др. Исходя из этого, при составлении плана реабилитации существующего водного бассейна, в первую очередь, необходимо восстанавливать объекты, являющиеся началом системы (истоки), последовательно переходя к реабилитации следующих по ходу течения звеньев. Таким образом, исключается вероятность загрязнения очищенных ранее водоемов, находящихся ниже по течению единой системы. Например, нижний пруд в каскаде прудов парка Лефортово (Головинский), очищенный в 2004 г., вновь нуждается в проведении восстановительных работ, а реконструкция ГТС вышележащих прудов до сих пор ещё так и не начата.

2. Следует учитывать месторасположение, социальную значимость объекта и его востребованность горожанами. Приоритетным при выборе реабилитации водных объектов является его расположение:

это озеленяемые территории, подлежащие благоустройству в соответствии с постановлением Правительства Москвы от 30 декабря 2008 года № 1279-ПП «О программных мероприятиях на 2009 год и на перспективу до 2011 года по созданию, реставрации, реконструкции, ремонту и содержанию зеленых насаждений в городе Москве»;

необходимо реабилитировать в первую очередь и объекты, расположенные в зоне жилой застройки и местах наибольшей рекреационной нагрузки;

первоочередному восстановлению подлежат и водные объекты, находящиеся на особо охраняемых природных территориях;

реабилитация водных объектов, расположенных на территории памятников садово-паркового искусства.

3. Экологическое и техническое состояние водного объекта. В соответствии с данным критериальным принципом, в первую очередь, реабилитации подлежат объекты, находящиеся в аварийном состоянии, которое может привести к возникновению экологических, биологических и техногенных чрезвычайных ситуаций. В дальнейшем следует реабилитировать водные объекты, которые имеют следующие негативные элементы:

аварийное состояние гидротехнических сооружений (водосброс, плотина или дамба, водовыпуск, водопровод подпитки);

эрозионные процессы по берегам и откосам, в том числе, антропогенно спровоцированные (неорганизованный сток с прилегающих территорий);

загрязнение акватории и берегов хозяйственно-бытовым мусором;

подтопление и заболачивание береговой линии;

деградированное состояние водоема;

сильное заиление водоёма;

замедленный водообмен пруда или его полное отсутствие.

При аварийном состоянии сооружений, отсутствии очистных сооружений на водных объектах необходимо проведение ремонтных работ и строительство очистных сооружений. Это обеспечит формирование и поддержание санитарных показателей, соответствующих рыбохозяйственному назначению водного объекта.

Необходимо подчеркнуть, что реабилитация столичных водных объектов играет значительную роль не только в создании рекреационно-досуговых комплексов АО города, но также и в образовании туристическо-рекреационных зон (ТРЗ). В решении Правительства Москвы в ближайшее время во всех округах города должны быть разработаны программы по созданию ТРЗ, особенно в периферийных, которые пока обладают большим неосвоенным туристским потенциалом. При этом на территориях с уникальными природно-ландшафтными объектами, группирующимися вблизи водоёмов и малых рек, должны быть созданы условия для полноценного отдыха и культурного досуга жителей округа. Кроме того, в проекты ТРЗ должны быть включены мероприятия по устройству безбарьерной городской среды для инвалидов, маломобильных граждан и пожилых людей, воссоздания утраченных архитектурных и ландшафтных элементов парковых комплексов. Всё это должно быть учтено при формировании природовосстановительных мероприятий для экологической реабилитации водных объектов на урбанизированных территориях.

В заключении отметим, что при отборе поверхностных водных объектов для их реабилитации и ранжирования по очерёдности следует рассматривать вышеизложенные принципы в совокупности. При восстановлении и экологической реабилитации городских водных объектов необходимо выполнять весь комплекс инженерных мероприятий и работ, позволяющих улучшить их техническое и экологическое состояние, стандартный минимальный перечень которых уже сформировался и апробирован на десятках восстановленных водных объектах г. Москвы [1, 2, 4, 5].

### **Библиографический список**

1. Маркова А.Н., Черных О.Н., Алтунин В.И. Комплексные меры по реабилитации прудов в условиях мегаполиса. //Роль мелиорации в обеспечении продовольственной и экологической безопасности России. Материалы международной научно-практической конференции. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2009. Ч.II. С. 82-89.
2. Алтунин В.И., Алтунина А.В., Черных О.Н. Проблемы реабилитации городских водоёмов. //Вопросы мелиорации. – М.: ФГНУ ЦНТИ «Мелиоинформ», 2004. № 3-4. С. 23-35.

3. Черных О.Н., Алтунин В.И., Ратникова Ю.В. Состояние и пути восстановления водной системы усадьбы Покровское-Стрешнево. //Роль мелиорации и водного хозяйства в реализации национальных проектов. Материалы международной научно-практической конференции. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2008. Ч. II.
4. Маркова А.Н., Черных О.Н., Алтунин В.И. Принципы восстановления и экологической реабилитации прудов г. Москвы. //Социально-экономические и экологические проблемы сельского и водного хозяйства. Материалы международной научно-практической конференции. – М.: ФГОУ ВПО МГУП, 2010. Ч. II. С. 176-184.
5. Яшкова М.С., Алтунин В.И., Алтунина А.В., Черных О.Н. Воссоздание малых прудов на территории Москвы. //Вопросы мелиорации. – М.: ФГНУ ЦНТИ «Мелиоинформ», 2010. № 3-4. С. 71-79.
6. Черных О.Н., Яшкова М.С., Алтунин В.И., Алтунина А.В. Быль и новь московских прудов. //Вопросы мелиорации. – М.: ФГНУ ЦНТИ «Мелиоинформ», 2008. № 3-4. С. 84-92.

ГЭС	Годы строительства	Расчетный напор, м	Кол-во агрегатов	Мощность агрегата, МВт	Тип спиральной камеры	Диаметр входного сечения спирали, м	Параметр РД, кН/м	Испытание моделей турбинного блока
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Днепровская	1927-1932	36,3	9	73,6	М	5,7	2070	-
Усть-Каменогорская	1939-1952	39,7	4	83	М	6,7	2800	-
Бухтарминская	1952-1960	61,0	9	75	М	6,6	4420	-
Братская	1954-1965	100,0	18	250	М	6,3	8090	Проводились
Красноярская	1956-1967	93,0	12	500	М	8,7	8780	Проводились
Нурекская	1961-1972	275,0	9	330	СЖБ	4,2	12180	Проводились
Чиркейская	1967-1974	170,0	4	250	М	5,5	11550	Проводились

Продолжение табл.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Токтогульская	1966-1975	140,0	4	300	М	7,0	12600	-
Саяно-Шушенская	1968-1978	194,0	10	640	СЖБ	6,5	14300	Проводились

Усть-Илимская	1963-1980	85,5	16	240	М	7,8	7080	-
Ингури	1964-1978	325,0	12	260	СЖБ	5,0	16500	Проводились
Загорская ГАЭС	1981-1989	100,0	6	200	М	5,3	5620	-
Ирганайская	1979-2002	168,0	2	200	СЖБ	5,0	10100	-
Бурейская	1978-2009	103,0	6	335	М	6,9	10530	-

Основная потребность материалов некоторых перекрытий

Объект	Река	Расход, м <sup>3</sup> /с	Грунты основания	Способ подачи грунта и особенности перекрытия	Материалы перекрытия	Конечный перепад, м
1	2	3	4	5	6	7
САМ, 2006 г.	Арал	207,50	Мелкозернистые пески	Пионерным механизированным способом	Сортированный камень d = 5...65 см	0,30 (1,43 проект)
Кара-Богаз-Гол, 1979 г.	Арал	190,00	Мелкозернистые пески	Пионерным механизированным способом и гидромеханизация	Сортированный камень d = 5...65 см и бетонные кубы массой 25 т. Асфальтовые маты с пригрузкой	1,40
Днепро-продзердзержинская ГЭС, 1962 г.	Днепр	760,00	Мелкозернистые пески	Пионерным способом с двух берегов и плавучими грейферными кранами	Горная масса. Каменные глыбы. Бетонные тетраэдры массой 5 т	0,34

Продолжение табл.

1	2	3	4	5	6	7
Горьковская ГЭС,	Волга	1300,0	Разнозернистые	Фронтальным способом с наплавленного	Камень крупность d = 0,50 м; гравий; бетонные кубы 2,5...5,0 т;	0,88

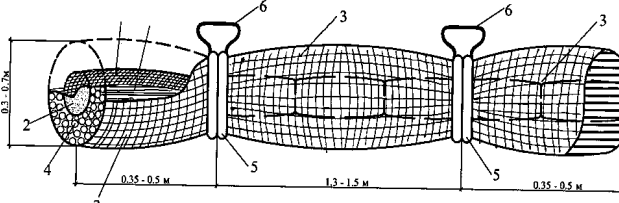
1955 г.				моста	ж/б ежи массой 0,6 т	
Волжская ГЭС, 1955 г.	Волга	3800,0	Пески с гравийно-галечниковыми включениями	С наплавленного моста автосамосвалами	Отборный камень крупностью $d = 0,40$ м; бетонные кубы массой 3 т; бетонные тетраэдры массой 10 т	2,17
Кайрак-Кумская ГЭС, 1956 г.	Сырдарья	642,00	Мелкозернистые пески	Пионерным механическим способом и с понтонного моста	Отборный камень крупностью $d = 0,5...1,2$ м; бетонные кубы пирамиды весом по 2,2...5,0 т	0,93

### Известные экспериментальные методы исследований движения потоков в заросших руслах

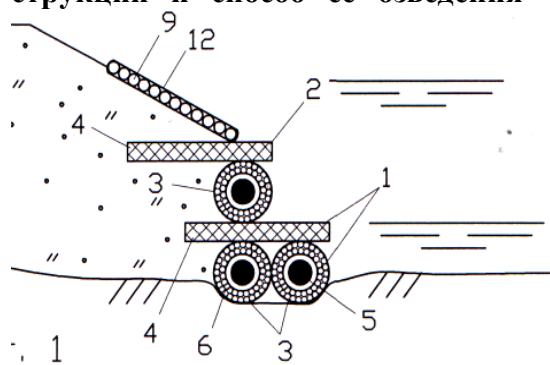
Основные характерные черты	Авторы	Основные достоинства метода	Основные недостатки метода
1	2	3	4
Проведение натуральных исследований в природных заросших руслах и склонах рек, а также в искусственных каналах орошаемых систем	Бессеребренников, Долгушев И.А., Дудкин П.Я., Кудрявцев П.И., Савельев М.Я., Леонов Е. А., Петров Г.Н., Ожебе. [8...15]	Большая достоверность полученных данных о характере изменения гидравлических сопротивлений под влиянием русловой и береговой растительности.	Наличие определенных сложностей при оценке фактического изменения расхода и уклона водной поверхности, что в итоге резко ограничивает возможность анализа.
Проведение экспериментальных исследований в гидравлических лабораториях, используя физическое моделирование и элементы природной растительности.	Кудрявцев П.И., Соколов Ю. Н. [11,16]	Такие исследования позволяют более точно выполнить измерения характеристик течения в условиях подобных натурным.	В ряде случаев не удается соблюсти на протяжении длительного времени условий нормальной жизнедеятельности растений, что понижает степень достоверности полученных результатов.

<p>Проведение экспериментальных исследований в гидравлических лабораториях методами физического моделирования, используя имитированную (искусственную) растительность, изготовленную из различных материалов.</p>	<p>Дегембаева Н.К., Гаврилюк А.А., Хаяши К..[17...19]</p>	<p>При исследованиях имеется полная возможность, как отразить гидравлическое сопротивление, так и учесть влияние на них параметров и свойств имитируемых растений.</p>	<p>Имитация растений не позволяет воспроизвести все многообразие характеристик природных растений.</p>
<p>Методы трехмерного (3D) компьютерного моделирования</p>	<p>Абуракава В., Юшима С., [20,21]</p>	<p>Позволяет осуществление расчетов относительно простыми способами и для простых схем расчетов.</p>	<p>Метод может быть использован лишь в условиях применения структурированных выровненных сеточных схем.</p>

Биоинженерные системы авторской разработки для регулирования русел, защиты и восстановления прибрежных зеленых зон

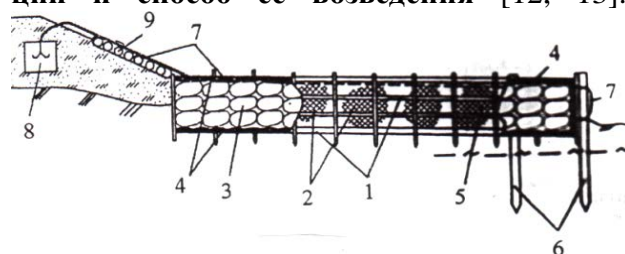
<p><b>1.Тяжелая фашина биопозитивной конструкции и способ ее возведения [9,10].</b></p> 	<p>Тяжелая фашина состоит из мешочков, заполненных растительным грунтом и расположенных внутри оболочки из габионной сетки и легких фашин, обернутых сеткой. Предназначена для крепления прибрежных откосов берегов и дамб, и восстановления водоохранных зеленых зон, при условиях: <math>i &lt; 0,01</math>, <math>v_i = 3 - 4</math> м/с. <math>Fr = 0,7...1,5</math>.</p>
---	---

**2. Подпорная стенка биопозитивной конструкции и способ ее озведения [11].**



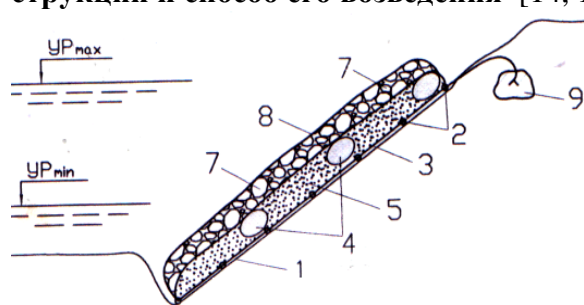
Подпорные стенки состоят из двух ступеней, первой ступени 1 и второй ступени 2, которые выполнены из тяжелых фашин 3 и габионных тюфяков 4. На береговом откосе выше второй ступени предусмотрено крепление из гибких габионных тюфяков 12, заполнителем которых использованы только легкие фашины 9. Предназначены для защиты прибрежных откосов от обрушения и восстановления водоохранных зеленых зон, при следующих условиях:  $i = 0,005..0,01$ ,  $v_i = 2-4$  м/с.  $Fr = 0,5...1,5$ .

**3. Полузапруда биопозитивной конструкции и способ ее возведения [12, 13].**



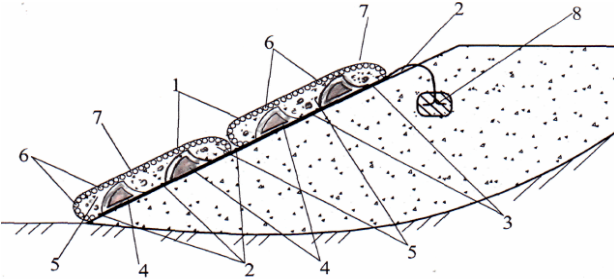
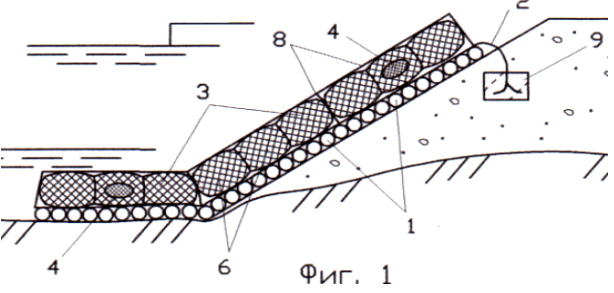
Полузапруда биопозитивной конструкции состоит из деревянных решетчатых ряж 1, образующих ячеистую конструкцию сооружения, внутри которой устроены габионные тюфяки 2 с местным грунтом, послойно уложенных в гибкую оболочку из легких фашин 4 и габионной сетки 5. Вокруг оголовка полузапруды забиты деревянные сваи 6, соединенные между собой и прикрепленные к анкерам 8. Предназначены для регулирования русла и восстановления зеленых зон, при условиях:  $i = 0,0005..0,002$ ,  $v_i = 0,5 - 2$  м/с и  $Fr < 0,5$ .

**4. Габионный тюфяк биопозитивной конструкции и способ его возведения [14, 15].**

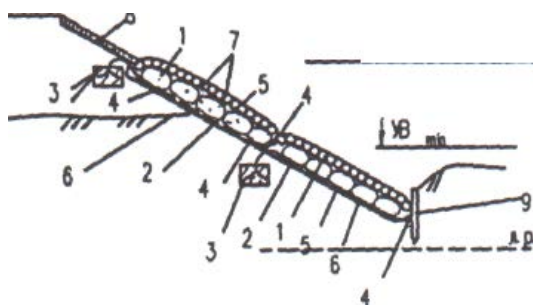


Габионный тюфяк биопозитивной конструкции состоит из крупноячеистой сетки, выполненной из металлических проволок 2, геотекстиля 3, прикрепленного сверху к проволокам 2, мешков 4, заполненных растительным грунтом с добавлением семян трав и кустарников, местного грунта 5, уложенного в пространство между мешками 4 до их верха. Поверху мешков 4 и грунта 5 устроен слой из камня 7,



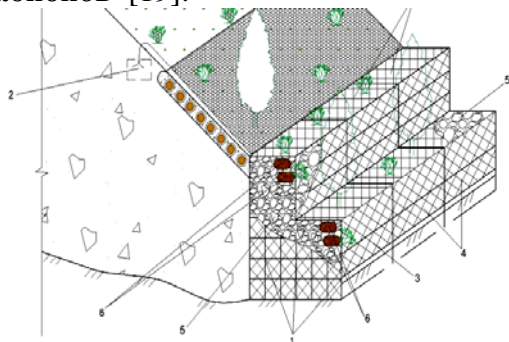
	<p>обтянутый сверху габионной сеткой 8. Предназначен для защиты прибрежных водоохраных зеленых зон, при условиях: <math>i=0,005..0,015</math>, <math>v_i = 2 - 4,5</math> м/с. <math>Fr=0,5...1,8</math>.</p>
<p><b>5. Откосное крепление биопозитивной конструкции и способ его возведения [16]</b></p> 	<p>Откосное крепление биопозитивной конструкции состоит из тюфяков 1, гибко соединенных между собой, металлических проволок 2, растянутых в основании, геосетки 3 с карманами, расположенными рядами и заполненными растительным грунтом 4 и местного грунта 5, уложенного между рядами карманов. Легких фашин 6 из сухого камыша, уложенных сверху плотными рядами по всей площади тюфяков 1. При этом тюфяки 1 прикреплены к бетонным анкерам 8. Предназначено для защиты откосов от размыва, и восстановления прибрежных зеленых зон, при условиях <math>i = 0,0005..0,001</math>, <math>v_i = 0,5 - 1,5</math> м/с. <math>Fr=0,1...0,3</math>.</p>
<p><b>6. Откосное крепление из фашин биопозитивной конструкции и способ его возведения [17]</b></p> 	<p>Откосное крепление биопозитивной конструкции состоит из легких фашин 1, соединенных между собой, металлических проволок 2, растянутых сверху легких фашин 1 с образованием крупноячейстой сетки, тяжелых фашин 3, уложенных сверху легких фашин 1. Поверх тяжелых фашин 3 растянута вторая крупноячейстая сетка 8 из металлической проволоки. Между собой крупноячейстые сетки соединены проволокой и прикреплены к анкерам 9, устроенных в откосе. Предназначено для защиты прибрежных откосов от размыва, и восстановления зеленых зон, при условиях: <math>i=0,0005..0,015</math>, <math>v_i = 0,7- 4</math> м/с. <math>Fr=0,5...1,5</math>.</p>

**7. Способ возведения биопозитивного крепления [18].**



Биопозитивное крепление откоса состоит из габионных тюфяков 1, расположенных на песчано-гравийной подготовке 2 откоса и бетонных анкеров 3 устроенных в откосе. Тюфяки 1 выполнены из металлической сетчатой оболочки 5, внутри которой уложены мешки 6 с грунтом и легкие фашины 7. У подошвы тюфяков 1 на расстоянии друг от друга забиты металлические или деревянные штыри 9. Предназначено для защиты прибрежных откосов от размыва, и восстановления зеленых зон, при условиях:  $i=0,0005..0,01$ ,  $v_i = 0,5- 3 м/с$ .  $Fr < 1,0$ .

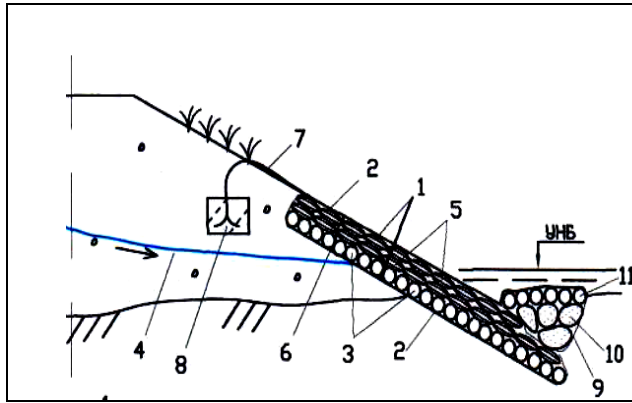
**8.Способ возведения подпорных стен из габионов [19].**



Подпорные стенки выполнены из арматурных решетчатых каркасов 1 сборной конструкции, связанных между собой и прикрепленных к бетонным анкерам 2, устроенным в откосе; габионов 3, выполненных из специальной сетки 4, каменного заполнителя 5, и мешков 6 с плодородным грунтом. Предназначены для защиты прибрежных откосов от размыва и обрушения, и восстановления зеленых зон, при следующих условиях:  $i = 0,005..0,015$ ,  $v_i = 2 - 4,5 м/с$ .  $Fr=0,5...2,0$ .

**9. Наслонный дренаж биопозитивной конструкции и способ его возведения [20, 21]**

Наслонный дренаж биопозитивной конструкции сложен из гибких тюфяков 1, выполненных из сетчатых оболочек 2 и дренирующего заполнителя из рядов легких фашин. Нижние ряды фашин 3 уложены нормально к направлению фильтрационного потока 4, а верхние ряды фашин 5 по его направлению. Местами тюфяки 1 прошиты металлической проволокой 6. Гибкие тюфяки 1 сверху прикреплены к анкерам 8, устроенным в откосе..



Внизу у подошвы низового откоса тюфяки 1 нагружены более тяжелыми тюфяками 9. Предназначен для безопасного приема и отвода профильтровавшей воды в дамбах и береговых откосах, при условиях:  $i=0,0005..0,01$ ,  $v_i = 0,5-3 м/с$ .  $Fr < 1,0$ .

## СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
<b>Бахтин Б.М., Шарков В.П.</b> О СТЕПЕНИ ЗАВИСИМОСТИ ГРУНТА – ЗАПОЛНИТЕЛЯ ЯЧЕЕК В УСЛОВИЯХ СДВИГА.....	3
<b>Волкова Е.С.</b> ВОПРОСЫ ЗАЩИТЫ ИСКУССТВЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ В МОРСКИХ АКВАТОРИЯХ ОТ ШТОРМОВЫХ РАЗМЫВОВ.....	12
<b>Волосухин В.А., Тищенко А.И., Винокуров А.А.</b> ПРОГНОЗ ПРАМЕТРОВ ПРОРАНОВ В ДАМБАХ ОБВАЛОВАНИЯ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ПРЕДГОРНЫХ РЕКАХ ВЕРХНЕЙ КУБАНИ.....	20
<b>Гурьев А.П., Сим К.И.</b> ПЕРЕКРЫТИЕ РУСЕЛ РЕК, СЛОЖЕННЫХ РАЗНОЗЕРНИСТЫМ МАТЕРИАЛОМ.	26
<b>Дукарский Ю.М., Мареева О.В.</b> КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ СТАЛЬНЫХ ПРО-ФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ.....	34
<b>Дужак К.Н.</b> ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ГАБИОНЫ В ПРАКТИКЕ ПРИРОДООХРАННОГО ОБУСТРОЙСТВА ЛАНДШАФТОВ.....	37
<b>Ерхов А.А.</b> МЕСТА ОБИТАНИЯ РЫБНОЙ МОЛОДИ И ПУТИ ЕЕ МИГРАЦИИ В СВЯЗИ С ЗАЩИТОЙ НА ВОДОЗАБОРАХ.....	43
<b>Земляникова М.В., Фартуков В.А.</b> МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ГИДРОДИНАМИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОТОЧНОГО ТРАКТА ВОДОСБРОСА № 2 БОГУЧАНСКОЙ ГЭС (ФИЗИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ).....	57
<b>Земляникова М.В., Фартуков В.А.</b> ОЦЕНКА СПОСОБОВ ИЗМЕРЕНИЯ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ ПРОТОЧНОГО ТРАКТА ВОДОСБРОСА № 2 БОГУЧАНСКОЙ ГЭС (ФИЗИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ)	63
<b>Зимнюков В.А., Зборовская М.И., Форменов С.И.</b> К ВОПРОСУ ВЛИЯНИЯ ВЛАЖНОСТИ НА ПОВЕДЕНИЕ ГРУНТА ЗАСЫПКИ В ЯЧЕЙКЕ.....	69
<b>Зерцалов М.Г., Зимнюков В.А., Косолапов А.В.</b> ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИИ ОБРАБОТКИ БЕТОНА ВОДОЙ ВЫСОКОГО ДАВЛЕНИЯ ПРИ РЕМОНТЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ	81

ТЕХНОЛОГИЯ АЛМАЗНОЙ РЕЗКИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ И ДЕМОНТАЖЕ СООРУЖЕНИЙ И ЕЁ ВЛИЯНИЕ НА ЭКОЛОГИЧЕСКУЮ И ПРОИЗВОДСТВЕННУЮ БЕЗОПАСНОСТЬ.....	88
<b>Карлыханов О.К., Вагапова А.Р., Тажиева Т.Ч.</b> ВОПРОСЫ ЭКОЛОГИЧЕСКОГО ПОПУСКА В РЕЧНОЙ СИСТЕМЕ.....	96
<b>Королев И.О.</b> ВОЗМОЖНЫЕ ПУТИ УЧЕТА ВЛИЯНИЯ ДРЕВЕСНОЙ РАСТИТЕЛЬНОСТИ НА ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ РЕЧНЫХ ПОТОКОВ	99
<b>Ксенофонтова Т.К., Нью Фудун</b> ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ, ВЫБОР РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ КОНТРОФОРСАМИ.....	106
<b>Кузнецов Г.И., Балацкая Н.В.</b> МНОГОЯРУСНЫЙ ГИДРООТВАЛ В СУРОВЫХ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ.....	111
<b>Курбатова З.А., Сулейманов И.А-Г., Магомедова А.А.</b> ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС ДЛЯ РАСЧЕТОВ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ СООРУЖЕНИЙ ВОДО-СЛИВНОГО ФРОНТА ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ.....	115
<b>Курбанов С.О., Румянцев И.С</b> ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРИРОДНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СИСТЕМ БИОПОЗИТИВНОЙ КОНСТРУКЦИИ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ РУСЕЛ, ЗАЩИТЫ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ПРИБРЕЖНЫХ ЗОН.....	121
<b>А.Н. Ключев А.Н., Семенов В.Б.</b> ИССЛЕДОВАНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ТВЕРДЕНИЯ ШЕЛОЧЕСИЛИКАТНОГО БЕТОНА.....	135
<b>Латипов К.Ш., Арифжанов А.М., Фатхуллаев А.М., Рахимов К.Т.</b> ТУРБУЛЕНТНЫЕ ТЕЧЕНИЯ ПОТОКА ЖИДКОСТИ В ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМАХ.....	139
<b>Лисичкин С.Е., Пономарев Д.И., Мукашов Р.З., Лисичкин А.С., Богаченко С.В.</b> ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НАПОРНЫХ ВОДОВОДОВ ГЭС И ГАЭС НА ОСНОВЕ КОНЕЧНОЭЛЕМЕНТНЫХ МОДЕЛЕЙ.....	147
<b>Лисичкин С.Е., Историк Б.Л., Олимпиев Д.Н., Ксенофонтов В.К., Новиков С.П.</b> РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ НАПЛАВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЛОКОВ ДЛЯ СЕВЕРНОЙ ПЭС.	154
<b>Лисичкин С.Е., Рубин О.Д., Ивонтьев А.В., Пономарев Д.И., Козинец Г.Л.</b> РАСЧЕТНЫЙ АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ТУРБИННЫХ БЛОКОВ СО СПИРАЛЬНЫМИ КАМЕРАМИ САЯНО-ШУШЕНСКОЙ ГЭС И ЗАГОРСКОЙ ГАЭС.....	154

<b>Манукьян Д.А.</b> ИЗУЧЕНИЕ ТРЕЩИНОВАТОСТИ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ПОМОЩЬЮ ИНДИКАТОРНЫХ МЕТОДОВ.....	<b>160</b>
<b>Муталибова Г.К.</b> ЗАМКНУТЫЙ МЕТОД РЕАЛИЗАЦИИ КОМПЛЕКСНОЙ РЕКОНСТРУКЦИИ ЖИЛЫХ ОБЪЕКТОВ НЕДВИЖИМОСТИ. ЭКСПЕРТИЗА ПРОЕКТОВ РЕКОНСТРУКЦИИ.....	<b>168</b>
<b>Микита Г.И.</b> ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕБОВАНИЙ К СВОЙСТВАМ МАТЕРИАЛА ПЕРЕКРЫТИЯ В КОНСТРУКЦИИ ВЫСТАВОЧНОГО КОМПЛЕКСА ПО ИНДЕКСУ ЗВУКОИЗОЛЯЦИИ ОТ ВОДОНАСОСНЫХ АГРЕГАТОВ.....	<b>177</b>
<b>Переверзев С.Ю.</b> ВЛИЯНИЕ ВРЕМЕНИ ЗАКРЫТИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОЙ ЗАДВИЖКИ НА ВЕЛИЧИНУ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО УДАРА ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ.....	<b>186</b>
<b>Перов В.А.</b> ЗАДАЧИ ДИНАМИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТА СТРОИТЕЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ, ЛЕЖАЩЕЙ НА СПЛОШНОМ УПРУГОМ ОСНОВАНИИ ПРИ ИНТЕНСИВНЫХ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ.....	<b>192</b>
<b>Сабитов М.А., Черных О.Н., Алтунин В.И.</b> ТЕНДЕНЦИИ РЕКОНСТРУКЦИИ МАЛЫХ ВОДОЁМОВ В ЧЕРТЕ МЕГАПОЛИСОВ.....	<b>196</b>
<b>Сметанин В.И., Зимнюков В.А., Зборовская М.И.</b> СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ГОФРИРОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	<b>201</b>
<b>Федосеева Н.Ю.</b> О ПРЕДОСТАВЛЕНИИ СУБСИДИЙ, ВЫДЕЛЯЕМЫХ НА КАПИТАЛЬНЫЙ РЕМОНТ БЕСХОЗЯЙНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ.....	<b>Стр.</b>
<b>Чумичева М.М., Кузнецова Е.В.</b> СОВРЕМЕННЫЕ СВЕТОПРОЗРАЧНЫЕ ОГРАЖДАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ.....	<b>213</b>
<b>Шарков В.П., Метельский П.З.</b> АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ СДВИГОВЫХ ОПЫТОВ ЯЧЕЙСТЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ РЕЗУЛЬТАТЫ.....	<b>225</b>
<b>Шарков В.П., Метельский П.З.</b> О МАСШТАБНЫХ КОЭФФИЦИЕНТАХ ДЛЯ ПЕРЕСЧЕТА ПОЛУЧЕННЫХ НА МОДЕЛИ ДАННЫХ ПРИ ИЗУЧЕНИИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗОК В ЯЧЕЙСТОЙ КОРОБКЕ ОТ ВЕСА ЗАПОЛНИТЕЛЯ МЕЖДУ СТЕНКАМИ И ОСНОВАНИЕМ.....	<b>230</b>
	<b>234</b>

<b>Царев М.С.</b> ОБЕСПЕЧЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ НЕ-РАЗРЕЗНОЙ	<b>246</b>
ДВУХПРОЛЕТНОЙ БАЛКИ НА ОПОР-НЫХ	
УЧАСТКАХ.....	<b>253</b>
<b>Яшкова М.С., Черных О.Н., Алтунин В.И.</b> ОСНОВ-НЫЕ ПРИНЦИПЫ ОТБОРА	
ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОДНЫХ ОБЪЕКТОВ ГОРОДА МОСКВЫ ДЛЯ ИХ	
РЕАБИЛИТАЦИИ.....	<b>258</b>

**МАТЕРИАЛЫ МЕЖДУНАРОДНОЙ  
НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКОЙ КОНФЕРЕНЦИИ  
«ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА И ПУТИ ИХ  
РЕШЕНИЯ»**

**ЧАСТЬ III**

**«БЕЗОПАСНОСТЬ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ»**

РЕДАКТОР Л.В. МИХЕЙКИНА  
КОМПЬЮТЕРНАЯ ВЕРСТКА В.П. СМЫКОВОЙ



---

Подписано в печать 3. 10.2011 г. Т. – 500 экз.  
Формат 60x84/16. Объем 16,9 уч. –изд.л.  
Печать ротационно-трафаретная. Бумага офисная.  
Заказ №

---

Редакционно-издательский отдел МГУП  
Отпечатано в лаборатории множительной техники МГУП

127550, Москва, ул. Прянишникова, 19