

электростанции. – М.: Сельхозиздат, 1956.

2. Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика: учебник. – М.: Энергия, 1964. – 352 с.

3. Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам. – М.: Госэнергоиздат, 1957. – 352 с.

4. Волшаник В. В., Орехов Г. В. Низконапорные гидравлические двигатели. – М.: Изд. АСВ, МГСУ, 2009. – 392 с.

5. Разработка типового ряда оборудования низконапорных мини-ГЭС с ортогональными гидроагрегатами: научно-тех-

нический отчет: Основные характеристики энергоблоков для мини-ГЭС с ортогональными гидроагрегатами. – М.: ОАО НИИЭС, 2012.

Материал поступил в редакцию 16.06.2014.

**Ачикасов Ростислав Романович,**  
инженер

Тел. +7-925-327-12-80

E-mail: 017-2@mail.ru

**Грицан Виталий Викторович,** ведущий инженер

Тел. +7-967-049-10-39

E-mail: vugritsan@bk.ru

УДК 502/504:628.13

**Т. К. КСЕНОФОНТОВА, С. В. ЗАСОВ**

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К. А. Тимирязева», г. Москва

## РАСЧЕТ МОНОЛИТНЫХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ ДЛЯ ВОДЫ С УЧЕТОМ ОБРАЗОВАНИЯ ТРЕЩИН

*Расчет прямоугольных резервуаров для воды, как правило, выполняется без учета перераспределения усилий вследствие образования трещин в стенах, покрытии и днище. Как показали исследования, этот фактор существенно влияет на внутренние усилия и расход арматуры. В статье приведена методика расчета с учетом перераспределения усилий, связанного с образованием трещин. Расчет проводился методом конечных элементов с использованием итерационного подхода на программном комплексе «ЛИРА-САПР 2013». На первой итерации рассматривается работа резервуара, когда в нем трещин нет. После выполнения статического расчета определяются области в стенах, покрытии и днище, где трещины образовались. Для этих областей производится уточнение характеристик жесткости сечений, вычисленных с учетом того, что в этих сечениях трещины образовались. Производится повторный расчет резервуара при новом распределении жесткостей. Так расчет выполняется, пока результаты расчетной итерации будут практически не отличаться от результатов предыдущей итерации. Приведен пример расчета, который выполнен для монолитного прямоугольного резервуара высотой 4,8 м.*

*Железобетонные резервуары для воды, стеновые панели, жесткость сечений, метод конечных элементов, перераспределение усилий, изгибающие моменты, трещиностойкость сечений, ширина раскрытия трещин, расход арматуры.*

*Calculation of rectangular water tanks is usually performed without consideration of redistribution of stresses as a result of cracks formation in the walls, coating and bottom. As investigations have shown, this factor significantly affects the internal stresses and consumption of armature. The article describes the method of calculation taking into account redistribution of stresses connected with formation of cracks. The calculation was performed using a method of finite elements using the iterative approach on the software system «LIRA-CAD 2013». The first iteration refers to the tank work when it is not cracked. After performing of the static calculation there are identified the areas in the walls, covering and bottom where cracks were formed. For these fields clarification of the cross sections rigidity is performed calculated with consideration of the formed cracks. There is fulfilled a second calculation of the tank under a new distribution of rigidities. So the calculation is performed until the results of the calculation iterations are practically identical to the results of the previous iteration. There is given an example of the calculation which is performed for a monolithic rectangular tank of height 4,8 m.*

*Reinforced concrete water tanks, wall panels, rigidity of cross-sections, finite elements method, redistribution of stresses, bending moments, crack resistance of cross-sections, crack widths, consumption of armature.*

При проектировании прямоугольных резервуаров для воды допускается их эксплуатация с трещинами ограниченной ширины, при которой не происходит фильтрация воды сквозь стены и днище. Резервуары строят обвалованными сверху грунтом. При расчете рассматривают три случая. Первый – испытание резервуара, не засыпанного грунтом, на водонепроницаемость, когда на стены и днище, кроме собственного веса действует гидростатическое давление воды. Второй случай – строительный или ремонтный, когда в обвалованном грунтом резервуаре нет воды. Третий случай – эксплуатационный, когда на резервуар действует и давление грунта, и гидростатическое давление воды. При действии нагрузок в стенах, днище и покрытии могут образовываться трещины. С образованием трещин происходит изменение жесткости сечений, в которых они образовались, и связанное с этим перераспределение усилий. В настоящее время при проектировании резервуаров эффект перераспределения усилий не учитывают. Однако очень часто потребность арматуры для армирования элементов конструкций определяется именно по условию обеспечения необходимой трещиностойкости, а не только прочности. Поэтому не учет изменения внутренних усилий вследствие этого фактора может значительно влиять на расход арматуры.

Монолитные железобетонные резервуары для воды имеют, как правило, покрытие без балок, опирающееся на колонны. В верхней части колонн при сопряжении с плитой покрытия имеются капители, снизу при сопряжении с днищем – базы (утолщения покрытия и днища в местах опоры колонн) [1].

Исследование влияния образования трещин на работу резервуаров проведено на примере расчета резервуара высотой 4,8 м. Размеры в плане – 12x12 м. Колонны располагались в центральной части сооружения с шагом 4 м. Толщина покрытия была принята 180 мм, толщина днища – 300 мм, толщина стен – 210 мм. При моделировании учитывалось, что сопряжение стен с покрытием и днищем производится с помощью утолщений – вутов. Днище резервуара опирается на грунтовое основание, сложенное суглинком с параметрами: модуль деформации  $E_p = 32000 \text{ кН/м}^2$ ,

коэффициент Пуассона  $\nu = 0,35$ , удельный вес  $\gamma_p = 18 \text{ кН/м}^3$ . Обратная засыпка грунта обвалования выполнена из песка с удельным весом  $\gamma_p = 17,65 \text{ кН/м}^3$ , углом внутреннего трения  $\phi = 30^\circ$ .

Расчет резервуара выполнялся методом конечных элементов (МКЭ) с помощью программного комплекса «ЛИРА-САПР 2013». Стены, покрытие и днище моделировались четырехузловыми конечными элементами оболочечного типа с размерами 0,5x0,5 м. Колонны резервуара моделировались стержневыми конечными элементами. В качестве модели грунта основания была принята модель грунта П. Л. Пастернака с двумя коэффициентами постели, которые вычислялись по ПК «ЛИРА-САПР 2013» в зависимости от приведенных выше параметров грунта основания и нагрузки, передаваемой на него резервуаром. На рисунке 1 показана расчетная модель резервуара в ПК «ЛИРА-САПР 2013».

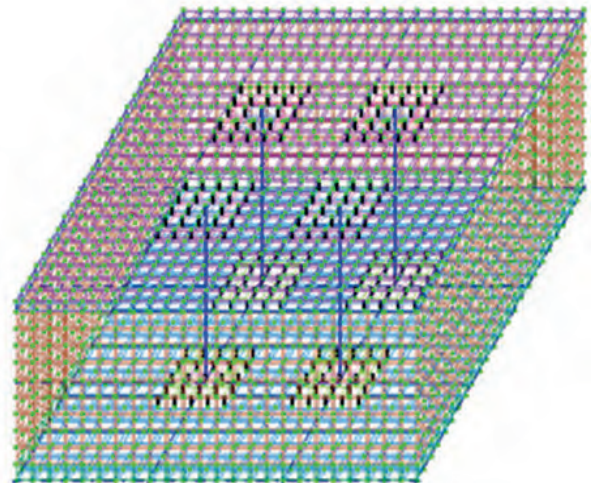


Рис. 1. Расчетная модель монолитного резервуара в ПК «ЛИРА-САПР 2013»

Расчет резервуара с учетом образования трещин производился по методике, предложенной Т. К. Ксенофонтовой в [2], в следующей последовательности. Вначале резервуар рассчитывался на внешние нагрузки в предположении отсутствия трещин. В стенах, покрытии и днище с использованием ПК «ЛИРА-САПР 2013» подбирались арматура. Затем находились области, в которых трещины образовались. Далее для этих зон вычислялись жесткости по формулам, приведенным в [3], и производилась корректировка расчетной

схемы с учетом полученных новых величин жесткостей. Затем расчет повторялся вновь, и производилось уточнение зон трещинообразования. При этом было принято допущение: если на предыдущих этапах расчета трещины образовались, то при последующих итерациях эти сечения не могли опять стать целыми. Так расчет производился до тех пор, пока результаты внутренних усилий в стенах, днище и покрытии предыдущей итерации практически совпадали с результатами текущей итерации. Поиск зон образования трещин выполнялся путем анализа полученных результатов, когда расчетные усилия  $M_x$  и  $M_y$  превышали момент трещиностойкости  $M_{кр}$ , который определялся по рекомендациям [3]. При подборе арматуры учитывались требования не только прочности сечений, но и требования допустимой ширины раскрытия трещин. Величина ее определяется по [3] при длительных нагрузках и равна  $a_{кр,ult} = 0,3$  мм.

Вначале расчет резервуара выполнялся на случай испытания его водой. На

рисунке 2а приведена деформированная схема резервуара для этого случая. Как видно из этого рисунка, от действия гидростатического давления воды происходила деформация стен резервуара наружу, и трещины в стенах образовывались со стороны грунтовой засыпки. Далее производилась корректировка жесткостей сечений в зонах образования трещин.

При расчете резервуара в стадии возведения или ремонта, когда основной нагрузкой на стены является боковое давление грунта, деформация стен происходит внутрь, как это видно из рисунка 2б. Поэтому при работе резервуара в этой стадии происходит закрытие трещин с внешней стороны, так как они оказываются в сжатой зоне. Величина жесткости сечений при закрытии трещин определялась по рекомендациям п. 4.25 [4]. Жесткость этих сечений  $D_{new}$  вычислялась как для целых, но уменьшенных на 15 %. То есть, жесткость этих сечений равна

$$D_{new} = 0,85D,$$

где  $D$  – начальная жесткость стен без учета трещин.

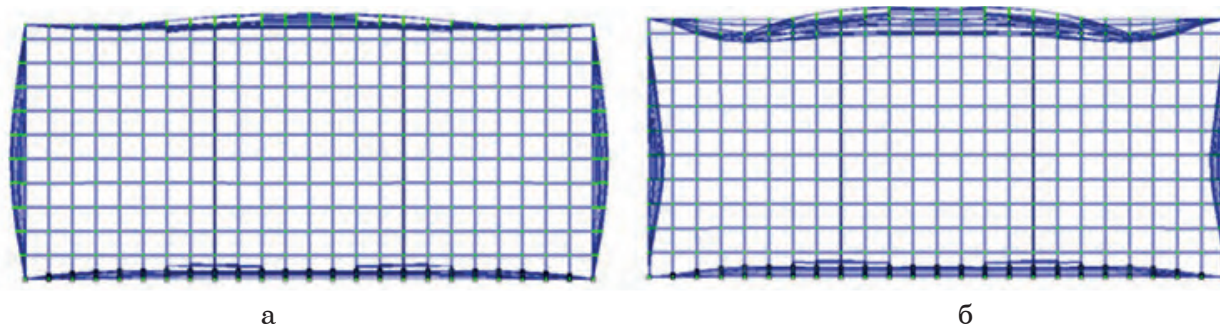


Рис. 2. Деформированная схема резервуара: а – в стадии испытания водой; б – в стадии возведения или ремонта

Далее, исходя из жесткости  $D_{new}$ , определялись участки стен, где трещины образуются с внутренней стороны. Для этих участков также производилась корректировка жесткостей, и расчет повторялся вновь. Аналогично производилась корректировка жесткости сечений для покрытия и днища. На рисунках 3 и 4 приведены мозаики изгибающих моментов от гидростатического давления воды, действующих в продольном направлении стен  $M_x$  и по их высоте  $M_y$  без учета перераспределения усилий при образовании трещин и с учетом этого фактора. Как показали расчеты, за счет перераспределения усилий максимальные изгибающие моменты в стенах уменьшились примерно

на 18 %.

Результаты для покрытия также показали уменьшение изгибающих моментов вследствие образования трещин: уменьшение максимальных изгибающих моментов в сечениях пролетной части покрытия между стеной и рядами колонн составило примерно 32 %, в сечениях непосредственно над колоннами – 37 %.

В днище резервуара трещины образовались только в пролетной части. Здесь изгибающие моменты уменьшились примерно на 14,5 %. В местах опоры колонн, где имелись базы колонн, трещины не появились. Изгибающие моменты в этих зонах возросли примерно на 10,6 %.

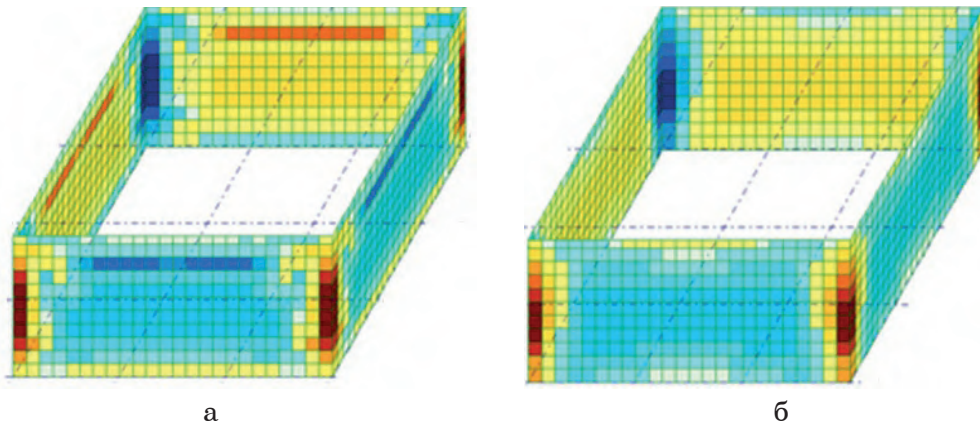


Рис. 3. Изгибающие моменты  $M_x$  в стенах резервуара в стадии испытания водой: а – без учета перераспределения усилий; б – с учетом перераспределения усилий

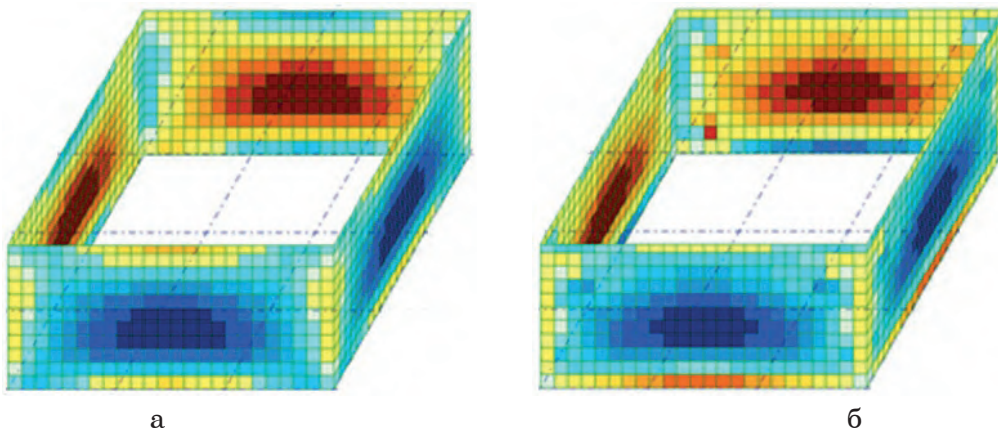


Рис. 4. Изгибающие моменты  $M_y$  в стенах резервуара в стадии испытания водой: а – без учета перераспределения усилий; б – с учетом перераспределения усилий

Аналогичные результаты были получены и для других случаев: строительного или эксплуатационного. В таблице приведены и для других расчетных случаев: строительного или ремонтного и эксплуатационного. В таблице приведено сравнение потребности в арматуре. В таблице приняты следующие обозначения величин:  $A_s$  – площадь арматуры;  $S$  – шаг арматурных стержней;  $a_{ср}$  – расчетная ширина раскрытия трещин, мм.

В таблице приведено сравнение потребности в арматуре.

**Расход арматуры с учетом прочности и трещиностойкости**

Положение арматуры в сечении	Без учета перераспределения усилий		С учетом перераспределения усилий		% отклонения	
	$a_{ср}$	Расход арматуры на 1 пог. м, $см^2$	$a_{ср}$	Расход арматуры на 1 пог. м, $см^2$	$a_{ср}$	Расход арматуры на 1 пог. м, $см^2$
Стены						
Арматура с внешней стороны	0,258	5Ш18 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 12,72$ $см^2$	0,258	5Ш16 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 10,05$ $см^2$	5	20,99
Арматура с внутренней стороны	0,286	5Ш14 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 7,69$ $см^2$	0,286	5Ш14 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 7,69$ $см^2$	10,5	0
Покрытие						
Сверху	0,240	5Ш18 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 12,72$ $см^2$	0,080	5Ш18 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 12,72$ $см^2$	66,6	0
Снизу	0,298	5Ш16 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 10,05$ $см^2$	0,187	5Ш14 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 7,69$ $см^2$	37,2	23,5
Днище						
Сверху	0,259	5Ш14 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 7,69$ $см^2$	0,257	5Ш12 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 5,65$ $см^2$	0,77	26,52
Снизу	0,120	5Ш16 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 10,05$ $см^2$	0,040	5Ш16 А500, $S = 200$ мм; $A_s = 10,05$ $см^2$	66,6	23,48

**Выводы**

Разработана пространственная расчетная модель монолитного прямоугольного резервуара для воды с учетом контактного взаимодействия фундаментной плиты с грунтом.

Разработана методика расчета монолитных прямоугольных резервуаров при их работе с трещинами ограниченной ширины раскрытия. Расчет учитывает последовательность приложения нагрузок на резервуар при трех случаях: испытания резервуара водой, возведения или ремонта, эксплуатации.

Исследовано влияние образования трещин на внутренние усилия и армирование резервуаров.

В монолитных резервуарах было получено, что за счет перераспределения усилий при образовании трещин, максимальные изгибающие моменты снижаются в стенах и покрытии: в стенах – примерно на 18 %; в покрытии – примерно на 32...37 %.

В днище на участках между стенами и колоннами моменты снизились примерно на 14 %, а в области баз колонн, где большая жесткость, изгибающие моменты увеличились примерно на 10 %.

За счет учета перераспределения изгибающих моментов вследствие образования в резервуаре трещин снизился расход арматуры примерно на 20 %.

1. Белецкий Б. Ф., Зотов Н. И., Яро-

славский Л. В. Конструкции водопроводно-канализационных сооружений. Справочное пособие. – М. : Стройиздат, 1989. – 448 с.

2. Ксенофонтова Т. К. Методика расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий при трещинообразовании // Природообустройство. – 2008. – № 4. – С. 88–95.

3. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: свод правил. СП 63.13330.2012 / Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003; утв. и введен в действие Приказом министерства регионального развития РФ от 29.12.2011 г. № 635/8. – М. : ФГУП ЦПП, 2012. – 154 с.

4. Бетонные и железобетонные конструкции: строительные нормы и правила. СНиП 2.03.01–84\* / переиздание СНиП 2.03.01–84 с изменениями; утв. и введен в действие постановлениями Госстроя СССР от 8.07.1988 г. № 132, от 25.08.1988 г. № 169, от 12.11.1991 г. № 11. – М. : ФГУП ЦПП, 1998. – 77 с.

Материал поступил в редакцию 17.09.2015.

**Ксенофонтова Татьяна Кирилловна**, кандидат технических наук, доцент, профессор

*E-mail: Ksentanya@yandex.ru*

**Засов Сергей Владимирович**, кандидат технических наук, доцент, профессор

*E-mail: Zasov72@mail.ru*