УДК 621.039.536.2:693.55

© Фан Ван Фук, аспирант

© В. И. Морозов, д-р техн. наук, профессор

© Э. К. Опбул, канд. техн. наук, зав. лабораторией

(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет)

E-mail: phucprodhv@gmail.com

DOI 10.23968/1999-5571-2019-16-4-29-37

© Phan Van Phuc, post-graduate student

© V. I. Morozov, Dr. Sci. Tech., Professor

© E. K. Opbul, PhD in Sci. Tech., laboratory head
(Saint Petersburg State University of Architecture
and Civil Engineering)

E-mail: phucprodhv@gmail.com

ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТОРЦОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОРПУСОВ ВЫСОКОГО ДАВЛЕНИЯ

STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE ABUTTING MEMBERS OF HIGH-PRESSURE SHELLS

Корпус высокого давления ядерного реактора разрабатываемого и исследуемого конструктивного решения представляет собой достаточно сложное многокомпонентное сооружение, включающее силовые стенки из тяжелого армированного бетона и торцовые элементы типа пробок, смещение которых исключено наличием специальных шпонок. Рассматривается расчет толстых конических осесимметричных торцовых плит, опертых на коническую поверхность (свободно лежащих на опорах из шпонок) и предназначенных для восприятия достаточно высоких уровней воздействий в виде равномерно распределенной нагрузки. Такие толстые плиты могут быть использованы в концевых участках корпусов высокого давления ядерных реакторов, аккумуляторов тепла, автоклавах и т. п. При решении аналитической задачи, основанной на классической теории пластичности, использован программный комплекс Mathcad 15.

Ключевые слова: корпус высокого давления, железобетонный торцовый элемент, осесимметричная толстая плита, главные напряжения, внутреннее давление, равномерно распределенная нагрузка, шпонка, прочность.

The high-pressure housing of the nuclear reactor of the developed and investigated design solution is a rather complex multi-component structure, including the power walls of heavy armored cement and abutting members of the plug type, the displacement of which is excluded by the presence of special dowels. The article discusses the design of axisymmetric reinforced concrete thick plates supported on a conical surface (freely lying on supports made of dowels) and intended for receiving sufficiently high levels of effects in the form of a uniformly distributed load. Such thick plates can be used in the end sections of high-pressure nuclear reactor shells, heat accumulators, autoclaves, etc. In solving the analytical problem based on the classical theory of plasticity, the software package Mathcad 15 was used.

Keywords: high pressure shell, reinforced concrete abutting member, axisymmetric thick plate, principal stresses, internal pressure, uniformly distributed load, dowel, strength.

Корпуса высокого давления ядерных реакторов (КВД ЯР) — специальные сооружения, где происходит процесс, сопровождающийся высоким внутренним давлением, температурным и радиационным воздействиями. Известно [1–5], что металлические корпуса ЯР имеют небольшие размеры активной зоны и низкие параметры теплоносителя, а изготовление их достаточно сложно по технологии и осуществимо только в заводских условиях. В 1959 г. во Франции были построены первые реакторы с корпусами

из предварительно напряженного железобетона. Несмотря на эффективность этого материала, следует отметить, что чем сложнее формы конструкций, чем более нетипичны размеры элементов и сооружений и т. п., тем более сложна технология преднапряжения [6–10].

Тяжелый армированный бетон (ТАЦ) — это дисперсно армированный железобетон с высоким (до 20 % по объему и более) содержанием арматуры малых диаметров (3–5 мм). Впервые ТАЦ был ис-

следован Г. Н. Шоршневым и его сотрудниками в 70-е годы прошлого века [11, 12].

Рассматривается работа осесимметричных железобетонных (ЖБ) торцовых толстых плит, опертых на коническую поверхность и нагруженных равномерно распределенной нагрузкой.

КВД состоит из цилиндрической с коническими сужениями несущей стенки из ТАЦ [11–13] и торцовых элементов (ТЭ) в виде толстых плит, сопрягающихся со стенками наподобие «пробок». Для исключения смещения плит относительно стенки силового слоя предусмотрены специальные шпонки (см. рис. 1, поз. 3).

В предлагаемом методе расчета влияние жесткости несущей силовой стенки из ТАЦ на напряженное состояние ЖБ ТЭ условно не учитывается. Исследуется толстая осесимметричная ЖБ плита как свободно лежащая на опорах из шпонок, то есть имеющая шарнирно-неподвижное закрепление по вертикали и возможность смещения плиты в горизонтальном направлении.

Заметим, что ТЭ из чистого бетона мало эффективны, так как работают при сравнительно небольших по величине нагрузках. Чтобы повысить несущую способность ТЭ, их следует армировать, в частности, согласно схеме трещинообразования коротких балок, например, как это указано в [14].

На рис. 1 представлена конструктивная схема опытного образца КВД ЯР, испытанного при внутреннем давлении [11, 13]. В качестве шпоночных элементов использовались арматурные стержни большого диаметра, которые жестко сварены в наружную поверхность металлической несъемной опалубки днища. При этом в работе ЖБ ТЭ под нагрузкой также принимает участие металлическая опалубка с сваренными на внутреннюю поверхность арматурными стержнями, предназначенными для создания неровной поверхности, исключающей скольжение ТЭ по поверхности опалубки.

На рис. 2 представлена расчетная схема ЖБ ТЭ со шпонками, где 2 — металлическая несъемная опалубка, 3 — сваренные на внутреннюю поверхность опалубки конструктивные арматурные стержни, β — угол наклона несущей стенки из ТАЦ, P_0 , D , d и h — соответственно давление, больший и меньший диаметры и высота элемента. При этом используется цилиндрическая си-

стема координат r, θ, z с началом координат, находящимся на крайнем волокне оси симметрии.

В экспериментальных исследованиях [11] было установлено, что по мере увеличения нагрузки происходит «отлипание» несущей силовой стенки от ТЭ, возможное при наличии радиальных перемещений. С учетом этого фактора на рис. 3 представлена расчетная схема ЖБ ТЭ при плоском деформированном состоянии, где возможны радиальные перемещения и смоделированы ограничения деформаций по вертикали.

На рис. 4 представлен процесс трещинообразования ЖБ ТЭ в виде толстой железобетонной

Рис. 1. Конструктивная схема КВД ЯР:
1 — силовая стенка из ТАЦ; 2 — торцовый элемент из железобетона; 3 — шпонки; P_0 — внутреннее давление

Рис. 2. ЖБ ТЭ со шпонками: 1 — торцовый ЖБ элемент; 2 — рабочая кольцевая арматура-опалубка; 3 — кольцевые стержни

плиты, опирающейся на коническую поверхность и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Теперь, перейдем к определению прочности и высоты сжатой зоны ЖБ ТЭ из условия равновесия рассчитываемого элемента.

Для толстой ЖБ плиты до появления первых трещин при плоском деформировании для расчета высоты сжатой зоны принимаются следующие допущения:

- толстый ЖБ элемент до момента трещинообразования работает по балочной схеме. Это обусловлено тем, что в первом приближении осесимметричная плита рассматривается как система взаимно пересекающихся балок;
- справедлива гипотеза плоских сечений;
- сжатая зона находится в стадии пластических деформаций в условиях всестороннего сжатия и, согласно Еврокоду-2¹, предельная ве-

¹ Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings.

Рис. 3. Расчетная схема ЖБ ТЭ со шпонками

Рис. 4. Схема трещинообразования в ЖБ ТЭ при осесимметричном состоянии: 1 — кольцевые трещины; 2, 3 — радиальные трещины, нормальные и наклонные

личина пластических деформаций принимается $\varepsilon_b = 3,5 \cdot 10^{-5}$.

При расчете ЖБ ТЭ с учетом представленной схемы трещинообразования [14] (см. рис. 4) необходима проверка прочности двух опасных (расчетных) сечений (рис. 5): первое — вблизи опор **на срез** (сечение 1-1), второе — на середине пролета (оси симметрии) элемента **на изгиб** (сечение 2-2).

Сначала рассмотрим сечение 1-1, где возникают наклонные трещины от действия среза. Установлено [14, 15], что при $\frac{d}{h} \leq 3$ разрушение элемента под действием равномерно распределенной нагрузки наступает преимущественно от деформаций среза или появления сдвигающих усилий вблизи опор. Для предотвращения этого явления необходимо усиление наклонного сечения соответствующим, поперечным, армированием, предназначенным для сдерживания поперечных деформаций.

Сечение 2-2 — это область, где в основном формируются нормальные трещины от действия изгибающего момента. Впервые в экспериментальных исследованиях КВД [11] по показаниям приборов был обнаружен «изгибный характер работы днищ», где в качестве днищ использовались ЖБ ТЭ.

Рассмотрим случай, когда свободно лежащий ТЭ из бетона загружен равномерно распределенной нагрузкой. При этом с появлением нормальных трещин под нагрузкой может произойти внезапное хрупкое разрушение конструкции. В связи с этим также необходимо усиление нормального сечения продольным или кольцевым (тангенциальным) армированием.

Таким образом, для создания эффективных ТЭ необходимо выполнить соответствующее их армирование, причем армирование, как отмечено выше, следует проводить согласно схеме трещинообразования (см. рис. 4) и по аналогии с [11].

С учетом выше принятых предпосылок и допущений на рис. 5 представлена расчетная схема толстой плиты. Эффективность работы опалубки по высоте ТЭ показана в виде треугольника.

Общеизвестно, что в толстых осесимметричных конструкциях с увеличением величины действующей нагрузки (внутреннего давления)

Рис. 5. Расчетная схема нормального сечения толстого ЖБ элемента

на оси симметрии в сжатой зоне формируется сложное напряженное состояние, приближенное к трехосному сжатию. Очевидно, здесь будет наблюдаться упрочнение бетонной матрицы элемента.

Процент армирования растянутой зоны сечения напрямую влияет на высоту сжатой зоны, а также на деформативно-прочностные характеристики элемента. Так, для ЖБ изгибаемых элементов с увеличением процента закладываемой растянутой арматуры до нормативного предела (эффективный предел $\mu = 0,1 \dots 4\%$) не только возрастает высота сжатой зоны, но и повышается прочность, трещиностойкость и жесткость нормального сечения элемента. Однако при проценте армирования $\mu > 4\%$ эффективность армирования падает в связи уменьшением прочности сжатой зоны бетона, особенно при одиночном армировании, то есть имеем переармированное нормальное сечение.

Таким образом, для дальнейших аналитических и численных исследований расчетный процент армирования ЖБ ТЭ КВД ЯР в сечениях 1-1, 2-2 (см. рис. 5) принимается равным максимально рациональному $\mu = 4\%$.

Рассмотрим расчетное сечение 1-1, где превалирует работа на срез (см. рис. 5).

В сечении 1-1, находящемся у опор толстого элемента, работающего на изгиб, проявляются в основном деформации среза.

Условие равновесия на срез:

$$Q = R_{bw}h + R_{sw}A_{sw1}, \quad (1)$$

откуда требуемая площадь поперечного армирования для предотвращения деформации среза в сечении 1-1 при $Q = \frac{P_0 d}{2}$:

$$A_{sw1} = \frac{P_0 d - 2R_{bw}h}{2R_{sw}}, \quad (2)$$

где R_{bw}, R_{sw} — соответственно прочность бетона и арматуры на срез.

Предельная нагрузка на ТЭ определяется по формуле

$$P_0 = \frac{2(R_{bw}h + R_{sw}\mu_1 h)}{d}. \quad (3)$$

Рассмотрим сечение 2-2 — зону максимальных изгибающих моментов (см. рис. 5).

Анализируется случай плоской деформации, то есть осесимметричное НДС в цилиндрической системе координат r, θ, z (см. рис. 3). С увеличением внешней нагрузки максимальные главные напряжения будут расти, приближаясь к прочности бетона при трехосном сжатии (R_b''). Очевидно, при предельных значениях нагрузки в сечении 2-2 будут справедливы следующие граничные условия (при $z = h$): $\sigma_z = P_0$ и $\sigma_r = \sigma_\theta = R_b''$.

Отметим, что эти принятые граничные условия будут действительны при решении задачи по определению напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ.

Запишем условие равновесия всех внутренних сил ($\sum X = 0$) на сечении 2-2:

$$N - N' = 0, \quad (4)$$

где N — суммарное усилие в растянутой зоне; N' — то же в сжатой зоне.

Из равенства соотношений $\frac{\varepsilon_b''}{\varepsilon_s} = \frac{x}{h-x}$ по эпюре деформаций (см. рис. 5) получаем

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_b''' \cdot (h-x)}{x}, \quad (5)$$

где ε_b''' — максимальные деформации бетона при трехосном сжатии; ε_s — деформации в растянутой арматуре.

В сечении с трещиной, где бетон выключается из работы, имеем приведенный модуль упругости, равный

$$E_{red} = \mu_2 \cdot E_s, \quad (6)$$

где μ_2 — процент армирования сечения 2-2.

Согласно рис. 5 суммарные усилия в нормальном сечении равны

$$N = \frac{1}{2} \varepsilon_s E_{red} (h-x) = \frac{1}{2} \varepsilon_s \mu_2 E_s (h-x); \quad (7)$$

$$N' = \frac{1}{2} R_b''' x. \quad (8)$$

Тогда внутренний момент относительно растянутой зоны равен:

$$M_I = \frac{1}{3} R_b''' x h. \quad (9)$$

Внешний момент от равномерно распределенной нагрузки, как для обычной балки, равен:

$$M_{II} = \frac{1}{8} P_0 d^2. \quad (10)$$

Совместное решение выражений (4), (7) и (8) дает равенство

$$\frac{h-x}{x} = \sqrt{\frac{R_b'''}{\varepsilon_b E_{red}}} = A, \quad (11)$$

откуда получим

$$R_b''' = A^2 \varepsilon_b E_{red}, \quad (12)$$

где A — искомый параметр.

Выражение (11) представим в виде

$$x = \frac{h}{A+1}. \quad (13)$$

Запишем условие равновесия сечения 2-2 ($M_I = M_{II}$):

$$\frac{1}{3} \frac{\varepsilon_b''' E_{red} A^2 h^2}{(A+1)} = \frac{1}{8} P_0 d^2. \quad (14)$$

Далее, совместно решая (12) и (14), получаем формулы для прочности (предельной нагрузки) с неизвестным параметром A :

$$P_0 = \frac{8 \varepsilon_b''' E_{red} A^2 h^2}{3 (A+1) d^2}. \quad (15)$$

Таким образом, по формуле (15) определяется величина предельной нагрузки ЖБ ТЭ со шпонками без учета влияния несущей силовой стенки из ТАЦ.

Практическое определение неизвестного параметра A , входящего в формулу (15), приводится

ниже при использовании общеизвестного критерия Баландина — критерия прочности бетона — для трехосного сжатия.

Теперь рассматривается армирование ЖБ ТЭ в зоне действия изгибающих моментов в нормальном сечении 2-2. С учетом НДС и схемы трещинообразования бетонных осесимметричных конструкций практически нет необходимости армирования сжатой зоны, поскольку при трехосном сжатии прочность бетона будет достаточна. Очевидно, будет правомерно, если в процессе расчета требуемого количества армирования в сечении 2-2 учесть весь объем металла, находящегося в пределах $h-x$, то есть в состав всего объема металла следует отнести и количество закладываемой кольцевой арматуры, и вклад металлической опалубки.

Для армирования нормального сечения 2-2 необходимо рассматривать схему действующих усилий на уровне сечения 3-3 (см. рис. 5).

Таким образом, на рис. 6 представлена схема работы всей арматуры кольцевого (тангенциального) направления.

Запишем общеизвестные зависимости Коши в рамках осесимметричной задачи (геометрические соотношения):

$$\mu_r = \frac{du}{dr}; \quad (16)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r}. \quad (17)$$

Рис. 6. К определению армирования в сечении 2-2 на уровне сечения 3-3

Можно показать, что максимальные значения относительной деформации в радиальном направлении $\varepsilon_{r|_{r=0}}$ будут на оси симметрии, а минимальные — равны нулю $\left(\varepsilon_{r|_{r=\frac{d}{2}}} = 0\right)$. Допуская небольшую погрешность, для простоты решения задачи от параболической криволинейной площади перейдем к линейной треугольной.

Далее для получения уравнения совместности деформаций преобразуем (16):

$$u = \int \varepsilon_r dr = \frac{1}{4} \varepsilon_{r|_{r=0}} d. \quad (18)$$

Совместное решение (17) и (18) дает величину тангенциальных деформаций на нижней границе осесимметричной толстой железобетонной плиты

$$\mu_{s\theta|_{r=\frac{d}{2}}} = \frac{1}{2} \varepsilon_{r|_{r=0}}. \quad (19)$$

Для схемы внутренних и внешних усилий в металлической облицовке (рис. 6) запишем условие равновесия:

$$2\varepsilon_{s\theta|_{r=\frac{d}{2}}} b_{s\theta} E_s = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \varepsilon_{r|_{r=0}} E_{red} r \cos \varphi d\varphi = \varepsilon_{r|_{r=0}} E_{red} d. \quad (20)$$

Совместно решая (19) и (20), получим толщину слоя ($b_{s\theta}$) кольцевого армирования:

$$b_{s\theta} = \mu_2 d. \quad (21)$$

Для эффективной работы кольцевой (тангенциальной) арматуры, очевидно, ее надо располагать так, чтобы количество закладываемой арматуры в нижней части сечения было больше. Такое решение принято в связи с тем, что в сечении 3-3 величина радиальных перемещений будет больше; допустим, что толстая плита будет работать по балочной схеме, при этом обычно рабочая продольная арматура находится в нижней растянутой зоне. В поперечном разрезе сечение кольцевой арматуры можно принять в виде клина, или треугольника. Таким образом, по формуле (21) определяется приведенная максимальная толщина площади кольцевого армирования, а требуемая площадь ТЭ определяется по формуле

$$A_{s\theta} = \frac{1}{2} b_{s\theta} h. \quad (22)$$

Определение напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ с помощью критерия прочности Баландина

Критерий прочности Баландина [11, 16–19] известен в виде

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1) - (R_b - R_{bt})(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = R_b R_{bt}. \quad (23)$$

С учетом $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_r$; $\sigma_3 = \sigma_z$ из (23) получим

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - (R_b - R_{bt})(2\sigma_1 + \sigma_3) = R_b R_{bt}, \quad (24)$$

где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ — главные напряжения; $\sigma_\theta, \sigma_r, \sigma_z$ — соответственно тангенциальные, радиальные и вертикальные напряжения; R_b, R_{bt} — соответственно предельные прочности бетона при одноосном сжатии и растяжении.

Пусть $M = R_b - R_{bt}$, $N = R_b R_{bt}$, тогда выражение (24) примет вид

$$\sigma_r = \sigma_z + M + \sqrt{M^2 + M\sigma_z + N}. \quad (25)$$

Имеем следующие граничные условия (при $z = h$): $\sigma_z = P_0$ и $\sigma_r = \sigma_\theta = R_b$. После постановки их в (25) получаем

$$R_b = P_0 + M + \sqrt{M^2 + MP_0 + N}. \quad (26)$$

Совместно решая (12), (15) и (26), получаем уравнение для определения параметра A :

$$\begin{aligned} & \frac{1}{16} (\mu_b E_{red})^2 d^4 A^2 (A+1) + \\ & + \frac{4}{9} (\mu_b E_{red})^2 h^4 A^4 - \frac{1}{3} (\mu_b E_{red})^2 d^2 h^2 A^4 (A+1) - \\ & - \frac{1}{8} \mu_b E_{red} d^4 MA (A+1) - \frac{1}{6} \mu_b E_{red} d^2 h^2 MA^2 (A+1) - \\ & - \frac{1}{16} Nd^4 (A+1)^2 = 0. \end{aligned} \quad (27)$$

Выражение (27) решается с помощью программного комплекса Mathcad.

Далее с вычисленным параметром A по формуле (15) определяется предельная нагрузка (P_0) для ЖБ ТЭ.

Пример расчета ЖБ ТЭ при шпоночном сжатии с силовой несущей стенкой корпуса

Исходные данные ЖБ ТЭ для бетона В40²:

- прочность бетона при одноосном сжатии $R_b = 29$ МПа;
- прочность бетона при одноосном растяжении $R_{bt} = 2,1$ МПа;
- максимальная деформация бетона на сжатия $\mu_b = 0,0035$;

² СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения (актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 с изм. № 1, 2).

- арматура класса А500: прочность на растяжение и на срез, соответственно, $R_s = 500$ МПа, $R_{sw} = 500$ МПа;
- модули упругости бетона и арматуры, соответственно, $E_b = 36000$ МПа и $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа;
- угол наклона $\beta = 20^\circ$;
- для толстостенных ЖБ ТЭ, как это принято в ряде стран^{3,4,5}, максимальный процент армирования $\mu_s = 4$ %.

Выбор оптимальных параметров ЖБ ТЭ со шпонками КВД ЯР

Расчеты выполнены при следующем соотношении параметров $\chi = \frac{d}{h} = 1, 1,5, 2, 2,25, 2,5$ (где расстояние $d = 2000$ мм = const, высота элемента $h = 2000, 1333, 1000, 889, 800$ мм), заданы $\beta = 20^\circ$, μ (%).

В таблице приводятся результаты вариантов расчетов ЖБ ТЭ со шпонками, выполненных с использованием критерия прочности Баландина. При этом величина предельной нагрузки

³ Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings.

⁴ Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-11) and commentary. 2011.

⁵ BS 8110-1:1997. Structural use of concrete. Code of practice for design and construction. 1997.

определена в зависимости от двух внутренних усилий — от среза у опор (сечение 1-1) и момента в середине пролета (сечение 2-2). Предельная нагрузка в сечении 1-1 в обоих вариантах определена по общей формуле (3), а в сечении 2-2 — по общей формуле (15) в зависимости от формулы (26).

В российских и зарубежных КВД величина внутреннего давления находится в пределах 10–30 МПа. Из полученных расчетных данных, приведенных в таблице, оптимальным является соотношение $\frac{d}{h} = 2$, так как величина предельной нагрузки в сечениях 1-1, 2-2 почти одинакова по сравнению с другими значениями параметра $\frac{d}{h}$. При этом более близкие данные показывает расчет, выполненный по критерию Баландина (25,25 и 23,37 МПа).

Ниже приводится пример расчета напряженного состояния и прочности ЖБ ТЭ (рис. 7) на основе критерия прочности Баландина с учетом вычисленного оптимального параметра $\chi = \frac{d}{h} = 2$ (при $d = 2000$ мм и $h = 1000$ мм) в сечении 2-2.

Приведенная ширина (толщина) армирования элемента согласно (21):

Рис. 7. К примеру расчета ЖБ ТЭ

Рис. 8. Эпюра радиальных напряжений в сечении 2-2

Результаты расчетов с использованием критерия Баландина

$\chi = d/h$	d , мм	h , мм	μ (%)	P_0 , МПа		Высота сжатой зоны x , мм	$\bar{x} = x/h$
				Сечение 1-1	Сечение 2-2		
1	2000	2000	4	50,50	215,28	428	0,21
1,5		1333		33,67	54,38	399	0,30
2		1000		25,25	23,37	344	0,34
2,25		889		22,44	17,02	318	0,36
2,5		800		20,20	12,98	316	0,37

$$b_{s0} = 4\%d = 0,04 \cdot 2000 = 80 \text{ мм.}$$

Аналогично приведенная высота армирования в радиальном и тангенциальном направлениях принимается конструктивно равной

$$h_{sr} = 4\%h = 0,04 \cdot 1000 = 40 \text{ мм.}$$

Результаты расчета ЖБ ТЭ со шпонками на несущей силовой стенке КВД ЯР с использованием критерия прочности Баландина

Полученные численные результаты расчета:

- параметр $A = 1,908$;
- предельная нагрузка ЖБ ТЭ $P_0 = 23,37 \text{ МПа}$;
- высота сжатой зоны $x = 344 \text{ мм}$;
- тангенциальное и радиальное напряжения

при $z = h$: $\sigma_\theta = \sigma_r = 87,86 \text{ МПа}$.

На рис. 8 показаны расчетные радиальные напряжения на оси симметрии ЖБ ТЭ.

Выводы

1. Результаты расчетов показывают, что чем больше величина отношения меньшего диаметра конического торцевого элемента к его высоте d/h , тем ниже прочность (предельная нагрузка) расчетных сечений (сечение 1-1 вблизи опор, в котором возникают наклонные трещины от действия среза, и сечение 2-2 на середине пролета (оси симметрии) элемента, работающее на изгиб).

2. Оптимальное отношение параметров обнаруживается при $d/h = 2$, при этом прочность обоих сечений (1-1, 2-2) почти одинакова.

3. Предложена эффективная величина отношения d/h , при которой достигается максимальная несущая способность торцевых элементов для железобетонных корпусов высокого давления.

Библиографический список

1. Zinkle S. J., Busby J. T. Structural materials for fission & fusion energy // *Materials Today*. 2009. № 12. Pp. 12–19.
2. Klueh R. L. Reduced-activation bainitic and martensitic steels for nuclear fusion applications // *Curr. Opin. Solid State Mater. Sci.* 2004. № 8 (3–4). Pp. 239–250.
3. Kohyama A. et al. The development of ferritic steels for DEMO blanket // *Fusion Eng. Des.* 1998. № 41. Pp. 1–6.
4. Klueh R. L., Hashimoto N., Maziasz P. J. New nano-particle-strengthened ferritic/martensitic steels by conventional thermo-mechanical treatment // *J. Nucl. Mater.* 2007. № 367–370. Pp. 48–53.
5. Blagoeva D. T. et al. Stability of ferritic steel to higher doses: Survey of reactor pressure vessel steel data and

comparison with candidate materials for future nuclear systems // *Int. J. Press. Vessel. Pip.* 2014. Vol. 122. Pp. 1–5.

6. Wang S. Analytical evaluation of the dome-cylinder interface of nuclear concrete containment subjected to internal pressure and thermal load // *Eng. Struct.* 2018. № 161. Pp. 1–7.

7. Bílý P., Kohoutková A. Sensitivity analysis of numerical model of prestressed concrete containment // *Nucl. Eng. Des.* 2015. № 295. Pp. 204–214.

8. Hsuan-The H., Jun-Xu L. Ultimate analysis of PWR prestressed concrete containment under long-term prestressing loss // *Ann. Nucl. Energy*. 2016. № 87. Pp. 500–510.

9. Becker G., Steffen G., Notheisen C. The design of the prestressed concrete reactor vessel for gas-cooled heating reactors // *Nucl. Eng. Des.* 1989. № 117. Pp. 333–340.

10. Bangash Y. Safety and reliability of prestressed concrete reactor vessels // *Nucl. Eng. Des.* 1979. Vol. 51, № 3. Pp. 473–486.

11. Морозов В. И. Корпуса высокого давления для энергетических, строительных и специальных технологий. СПб.: СПбГАСУ, 2011. 394 с.

12. Morozov V. I., Pucharenko Ju. V. Nuclear Reactor Shells of Heavy Ferrocement // *World Appl. Sci. J.* Vol. 23, № 13 (Problems Archit. Constr.) 2013. Pp. 31–36.

13. Морозов В. И., Михайловский А. С., Бурцев В. П. Напряженно-деформированное состояние корпуса высокого давления из тяжелого армоцемента с коническими торцевыми элементами // *Строительные конструкции зданий и сооружений: межвуз. сб.* № 5. Барнаул, 1989. С. 71–76.

14. Скачков Ю. П., Снежкина О. В., Кочеткова М. В., Корнюхин А. В. Определение схем разрушения и трещинообразования коротких железобетонных балок по экспериментальным данным // *Региональная архитектура и строительство*. 2013. № 3. С. 74–81.

15. Снежкина О. В., Кочеткова М. В., Корнюхин А. В. Короткие балки. Моделирование физической работы. Пенза: Изд-во ПГУАС, 2011. 122 с.

16. Самуль В. И. Основы теории упругости и пластичности. М.: Высшая школа, 1982. 263 с.

17. Генеев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974. 316 с.

18. Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки / пер. с англ. В. И. Контонта; под ред. Г. С. Шапиро. М.: Наука, 1966. 636 с.

19. Korsun V., Kalmykov Yu., Niedorezov A., Korsun A. The influence of the initial concrete strength on its deformation under triaxial compression // *Procedia Eng.* 2015. Vol. 117, № 1. Pp. 959–969.

References

1. Zinkle S. J., Busby J. T. Structural materials for fission & fusion energy. *MaterialsToday*, 2009, no. 12, pp. 12–19.
2. Klueh R. L. Reduced-activation bainitic and martensitic steels for nuclear fusion applications. *Curr. Opin. Solid State Mater. Sci.*, 2004, no. 8 (3–4), pp. 239–250.
3. Kohyama A. et al. The development of ferritic steels for DEMO blanket. *Fusion Eng. Des.*, 1998, no. 41, pp. 1–6.
4. Klueh R. L., Hashimoto N., Maziasz P. J. New nano-particle-strengthened ferritic/martensitic steels by conventional thermo-mechanical treatment. *J. Nucl. Mater.*, 2007, no. 367–370, pp. 48–53.
5. Blagoeva D. T. et al. Stability of ferritic steel to higher doses: Survey of reactor pressure vessel steel data and comparison with candidate materials for future nuclear systems. *Int. J. Press. Vessel. Pip.*, 2014, vol. 122, pp. 1–5.
6. Wang S. Analytical evaluation of the dome-cylinder interface of nuclear concrete containment subjected to internal pressure and thermal load. *Eng. Struct.* 2018, no. 161, pp. 1–7.
7. Bílý P., Kohoutková A. Sensitivity analysis of numerical model of prestressed concrete containment. *Nucl. Eng. Des.*, 2015, no. 295, pp. 204–214.
8. Hsuan-The H., Jun-Xu L. Ultimate analysis of PWR prestressed concrete containment under long-term prestressing loss. *Ann. Nucl. Energy*, 2016, no. 87, pp. 500–510.
9. Becker G., Steffen G., Notheisen C. The design of the prestressed concrete reactor vessel for gas-cooled heating reactors. *Nucl. Eng. Des.*, 1989, no. 117, pp. 333–340.
10. Bangash Y. Safety and reliability of prestressed concrete reactor vessels. *Nucl. Eng. Des.*, 1979, vol. 51, no. 3, pp. 473–486.
11. Morozov V. I. *Korpasa vysokogo davleniya dlya ehnergeticheskikh, stroitel'nykh i spetsial'nykh tekhnologiy* [High pressure shells for energy, construction, and special technologies]. St. Petersburg, SPbGASU Publ., 2011, 394 p.
12. Morozov V. I., Pucharenko Ju.V. Nuclear reactor shells of heavy ferrocement. *World Appl. Sci. J.*, vol. 23, no. 13 (*Problems Archit. Constr.*), 2013, pp. 31–36.
13. Morozov V. I., Mikhaylovskiy A. S., Burtsev V. P. *Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie korpasa vysokogo davleniya iz tyazhelogo armotsementa s konicheskimi tortsovymi ehlementami* [Stress-strain state of high-pressure housing made of heavy armocement with conical end elements]. *Mezhvuz. sb. no. 5 «Stroitel'nye konstruktii zdaniy i sooruzheniy»* [Inter-higher school coll. works "Construction designs of buildings and structures"]. Barnaul, 1989, pp. 71–76.
14. Skachkov Yu. P., Snezhkina O. V., Kochetkova M. V., Kornukhin A. V. *Opreделение skhem razrusheniya i treshchinoobrazovaniya korotkikh zhelezobetonnykh balok po ehksperimental'nym dannym* [Determination of fracture and fracture schemes of short reinforced concrete beams according to experimental data]. *Regional'naya arkhitektura i stroitel'stvo – Regional architecture and construction*, 2013, no. 3, pp. 74–81.
15. Snezhkina O. V., Kochetkova M. V., Kornukhin A. V. *Korotkie balki. Modelirovanie fizicheskoy raboty* [Short beams. Simulation of physical work]. Penza, PGUAS Publ., 2011, 122 p.
16. Samul' V. I. *Osnovy teorii uprugosti i plastichnosti* [Fundamentals of the theory of elasticity and plasticity]. Moscow, Vysshaya shkola Publ., 1982, 263 p.
17. Geniev G. A., Kissyuk V. N., Tyupin G. A. *Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona* [Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1974, 316 p.
18. Timoshenko S. P., Voinovskiy-Kriger S. *Plastinki i obolochki* [Plates and shells]. Transl. from English by. Kontovt V. I; ed. by Shapiro G. S. Moscow, Nauka Publ., 1966, 636 p.
19. Korsun V., Kalmykov Yu., Niedorezov A., Korsun A. The influence of the initial concrete strength on its deformation under triaxial compression. *Procedia Eng.*, 2015, vol. 117, no. 1, pp. 959–969.