

Редакционный совет:

Голенков В.А. д.т.н., проф.,
председатель

Радченко С.Ю. д.т.н., проф.,
зам. председателя

Борзенков М.И. к.т.н., доц.

Колчунов В.И. д.т.н., проф.

Константинов И.С. д.т.н., проф.

Попова Л.В. д.э.н., проф.

Степанов Ю.С. д.т.н., проф.

Главный редактор серии:

Колчунов В.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Заместители

главного редактора серии:

Гончаров Ю.И. д.т.н., проф.

Колесникова Т.Н. д. арх., проф.

Коробко В.И. д.т.н., проф.

Данилевич Д.В. к.т.н., доц.

Редколлегия:

Бондаренко В.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Зорин В.А. д.т.н., проф.

Карпенко Н.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Коробко А.В. д.т.н., проф.

Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.

Меркулов С.И. д.т.н., проф.

Новиков А.Н. д.т.н., проф.

Ольков Я.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.

Серпик И.Н. д.т.н., проф.

Турков А.В. д.т.н., проф.

Федоров В.С. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.

Чернышов Е.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Ответственные за выпуск:

Никулин А.И. к.т.н., доц.

Солопов С.В. инж.

Адрес редколлегии серии:

302020, Россия, г. Орел,

Наугородское шоссе, 29.

Редколлегия журнала

«Известия ОрелГТУ» Серия «Строительство.

Транспорт».

Тел.: +7 (4862) 73-43-49;

www.ostu.ru

E-mail: oantc@ostu.ru

Зарегистрировано в Министерстве РФ по
делам печати, телерадиовещания и средств
массовой информации. Свидетельство: ПИ
№ 77-15469 от 20 мая 2003 г.

Подписной индекс 86294 по объединенному
каталогу «Пресса России»

© ОрелГТУ, 2009

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Алдушкин Р.В., Черняев А.А. Взаимосвязь задач поперечного изгиба и собственных колебаний балок ступенчато-переменного сечения.....	3
Бондаренко В.М. К вопросу об устойчивом и неустойчивом сопротивлении железобетонных конструкций, поврежденных коррозией.....	9
Казаков Д.В., Никулин А.И., Сотников Д.Ю. Прочность изгибаемых железобетонных элементов с учетом старения бетона.....	18
Кудрина Д.В. К учету экспериментального определения динамических догрузений в преднапряженных железобетонных элементах рам при трещинообразовании.....	23
Кузнецов И.Н., Леденев В.В., Тихомиров В.Г. Применение нейронных сетей при обработке экспериментальных данных.....	28
Осовских Е.В., Колчунов В.И. К вопросу численного моделирования напряженно-деформированного состояния платформенных стыков многоэтажных зданий из панельных элементов.....	34
Подгорнов Н.И., Коротеев Д.Д. Теплоэнергетические системы и установки для термообработки бетона в условиях открытых полигонов с использованием солнечной энергии.....	41
Шавыкина Е.В. Анализ результатов экспериментальных исследований ширины раскрытия трещин внецентренно сжатых железобетонных конструкций.....	51

Безопасность зданий и сооружений

Викторов Д.А. Повышение энергоэффективности панельных жилых зданий при их реконструкции.....	56
Скобелева Е.А., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Поздняков А.Л. Вопросы проектирования быстровозводимых ресурсо-, энергоэффективных зданий дошкольных учреждений с позиции концепции биосферной совместимости.....	60

Архитектура и градостроительство

Вавилонская Т.В. Стратегия обновления архитектурно-исторической среды (на примере г. Самары).....	68
Хачина В.А., Чикота С.И. О проектировании выставочных зданий массового строительства.....	73

Автомобили, строительные машины, сервис и ремонт

Бакаева Н.В. Результаты аудита предприятий технического сервиса автомобилей г. Орла.....	77
Данилевич Д.В., Колчева О.В. Безопасность дорожного движения, как результат обеспечения качества в дорожном хозяйстве.....	85
Мевлидинов З.А., Гузненко С.А. Деформирование поверхности покрытия дорожной одежды, как следствие изменения прочности дорожной конструкции.....	89

Editorial council:

Golenkov V.A. Doc. Sc. Tech., Prof.,
president
Radchenko S.Y. Doc. Sc. Tech., Prof.,
vice-president
Borzenkov M.I. Candidat Sc. Tech.,
Assistant Prof.
Kolchunov V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Konstantinov I.S. Doc. Sc. Tech., Prof.
Popova L.V. Doc. Ec. Tech., Prof.
Stepanov Y.S. Doc. Sc. Tech., Prof.

Editor-in-chief

Kolchunov V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Editor-in-chief assistants:

Goncharov Y.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Kolesnikova T.N. Doc. Arc., Prof.
Korobko V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Danilevich D.V. Candidat Sc. Tech.,
Assistant Prof.

Editorial committee

Bondarenko V.M. Doc. Sc. Tech., Prof.
Zorin V.A. Doc. Sc. Tech., Prof.
Karpenko N.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Korobko A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Korol E.A. Doc. Sc. Tech., Prof.
Merkulov C.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Novikov A.N. Doc. Sc. Tech., Prof.
Olkov Y.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Rimshin V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Serpik I.N. Doc. Sc. Tech., Prof.
Turkov A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Fyodorov V.S. Doc. Sc. Tech., Prof.
Chernyshov E.M. Doc. Sc. Tech., Prof.

Responsible for edition:

Nikulin A.I. Candidat Sc. Tech.,
Assistant Prof.
Solopov S.V.

Address

302020, Orel,
Naugorskoye Chaussee, 29
+7 (4862) 73-43-49
www.ostu.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Journal is registered in State Committee
of Russian Federation on printing. The
certificate of registration III № 77-
15469 from 20.05.03

Index on the catalogue of the «Pressa
Rossii» 86294

©OSTU, 2009

Contents

Theory of engineering structures.

Building units

Aldushkin R.V., Chernyayev A.A. Correlation of problems of lateral bending and own oscillations of beams with step variable cross-section.....	3
Bondarenko V.M. To the problem of stable and unstable resistance of reinforced concrete constructions damaged with corrosion.....	9
Kazakov D.V., Nikulin A.I., Sotnikov D.Y. Strength of flexible reinforced concrete elements with the performing a consideration of the aging process in concrete.....	18
Kudrina D.V. To accounting the experimental definition of dynamic loadings in pre-stressed reinforced concrete frame elements at crack formation.....	23
Kuznetsov I.N., Ledenev V.V., Tihomirov V.G. Adaptation of neural networks for processing of experimental data.....	28
Osovskikh Y.V., Kolchunov V.I. To the problem of computational modeling a deflected mode in platform joints in multi-story buildings erected of panel elements.....	34
Podgornov N.I., Koroteev D.D. Heat-energetic systems and installations for thermo-processing of concrete in the conditions of open ranges with employment of solar energy..	41
Shavykina E.V. Analysis of experimental researches results of crack opening width in reinforced concrete constructions eccentrically compressed.....	51

Buildings and structures safety

Viktorov D.A. Power effectiveness increase in bearing-wall apartment houses at their reconstruction.....	56
Skobeleva E.A., Klyueva N.V., Androsova N.B., Pozdnaykov A.L. Questions of designing quickly erected resource-, power-effective buildings of preschool centres from the position of the concept of biospheric compatibility.....	60

Architecture and town-planning

Vavilonskaja T.V. Updating Strategy of the architectural historical environment (on an example of Samara).....	68
Khachina V.A., Chikota S.I. About designing exhibition buildings of mass construction.	73

**Motor transport, construction site engines,
service and repair**

Bakayeva N.V. Audit results of motor-car maintenance stations in Orel.....	77
Danilevich D.V., Kolcheva O.V. Traffic safety as a result of quality securing in transport management.....	85
Mevlidinov Z.A., Guzenok S.A. Deformation of a surface of a covering of road clothes, as consequence of change of durability of a road design.....	89

УДК 624.04

АЛДУШКИН Р.В., ЧЕРНЯЕВ А.А.

ВЗАИМОСВЯЗЬ ЗАДАЧ ПОПЕРЕЧНОГО ИЗГИБА И СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ БАЛОК СТУПЕНЧАТО- ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

В статье рассматривается взаимосвязь задач поперечного изгиба однопролетных балок ступенчато-переменного сечения с различными видами опорных закреплений, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, и их собственных колебаний. Показано, что произведение максимального прогиба на квадрат основной частоты собственных колебаний балки линейно связано с параметрами k и n , определяющими длины и отношение жесткостей характерных участков.

Ключевые слова: поперечный изгиб, собственные колебания, однопролетная балка.

The article describes the interrelation of cross inflection of shoulder steady loaded beams with different support types and beam's natural vibrations. It is displayed, that product of maximum buckling and quadrate of beam's natural vibrations frequency is connected with parameters k and n , which rate length and relation of piece's stiffness.

Keywords: cross-section bend, own fluctuations, one-flying beam.

При решении практических задач теории сооружений, связанных с расчетом различных строительных конструкций, их статические и динамические характеристики (прогибы и частоты колебаний) определяются независимо друг от друга с использованием современных методов строительной механики путем решения соответствующих дифференциальных уравнений.

В работе [1] и др. была найдена взаимосвязь прогибов и частот колебаний для однопролетных балок постоянного и линейно-переменного сечений с различными видами опорных закреплений. Настоящая статья посвящена изучению такой взаимосвязи для балок ступенчато-переменного сечения.

Рассмотрим однопролетную балку ступенчато-переменного сечения с тремя видами опорных закреплений: жесткие заделки с обоих концов; шарнирные опоры с обоих концов; один конец шарнирно оперт, а другой жестко защемлен. При этом участки с большим сечением, обладающие большей жесткостью, расположены в зонах с максимальным значением изгибающего момента.

Балка с жестко защемленными концами. Балка пролетом l имеет два характерных участка. Опорные участки балки имеют длину kl и жесткость EI , пролетный участок – длину $(1-2k)l$ и жесткость nEI (рисунки 1).

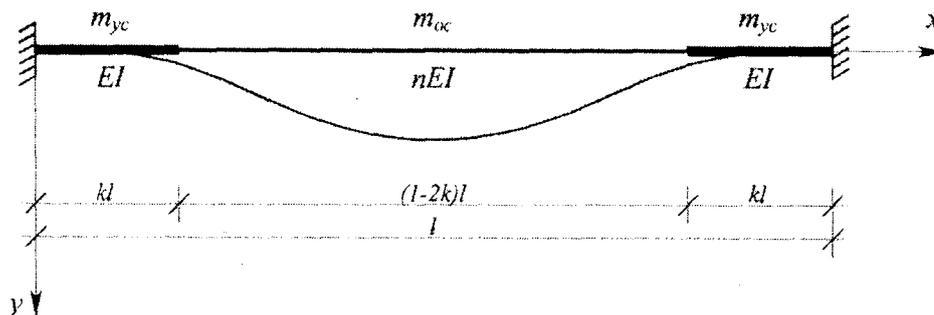


Рисунок 1 – К нахождению основной частоты колебаний балки

Для нахождения квадрата основной частоты собственных колебаний балки воспользуемся приближенным методом Лагранжа-Ритца [2]. В соответствии с ним квадрат первой частоты колебаний находится по формуле:

$$\omega^2 = \frac{\int_0^l EI(x) [\varphi_1''(x)]^2 dx}{\int_0^l m(x) \varphi_1^2(x) dx}, \quad (1)$$

где $\varphi_1(x)$ – функция прогибов; $m(x)$ – погонная масса балки.

Примем в заданной системе координат функцию прогибов балки в виде зависимости:

$$\varphi_1(x) = a \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{l} \right), \quad (2)$$

где $a - const$.

Данная функция удовлетворяет всем граничным условиям. Выполнив все необходимые преобразования и принимая в качестве погонной массы балки ее среднее значение, получим:

$$\omega_1^2 = \frac{64EI\pi^4}{3l^4 \bar{m}} \cdot \left[\frac{1}{2} \left(k + \frac{\sin 4\pi k}{4\pi} \right) + n \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \left(k + \frac{\sin 4\pi k}{4\pi} \right) \right) \right], \quad (3)$$

где $\bar{m} = 2(k \cdot m_{yc} + 0,5(1-2k) \cdot m_{oc})$ – средняя погонная масса балки.

Подставляя в формулу (3) значения параметров $n = 1$ и $k = 0$ (или 0,5), что соответствует балке постоянного сечения, получим:

$$\omega_1^2 = \frac{(1,519\pi)^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}},$$

что отличается от точного решения $\omega_1^2 = \frac{(1,5\pi)^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$ на 2,64%. Таким образом, решение (3)

дает довольно хороший результат.

Решение задачи по нахождению максимального прогиба f^{max} данной балки от равномерно распределенной по всей длине l нагрузки q получено авторами ранее, в соответствии с которым он находится по формуле:

$$f^{max} = \frac{ql^4}{EI} \cdot \zeta_1, \quad (4)$$

где ζ_1 – параметр, являющийся функцией n и k .

Перемножая квадрат основной частоты собственных колебаний ω^2 на максимальный прогиб f^{max} и введя коэффициент пропорциональности C , получим:

$$\omega_1^2 \cdot f^{max} = C \cdot \frac{q}{m}, \quad (5)$$

$$\text{где } C = \frac{64\pi^4 \zeta_1}{3} \cdot \left[\frac{1}{2} \left(k + \frac{\sin 4\pi k}{4\pi} \right) + n \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \left(k + \frac{\sin 4\pi k}{4\pi} \right) \right) \right]. \quad (6)$$

Балка с шарнирно опертыми концами. Балка пролетом l имеет два характерных участка. Опорные участки балки имеют длину kl и жесткость nEI , пролетный участок – длину $(1-2k)l$ и жесткость EI (рисунок 2).

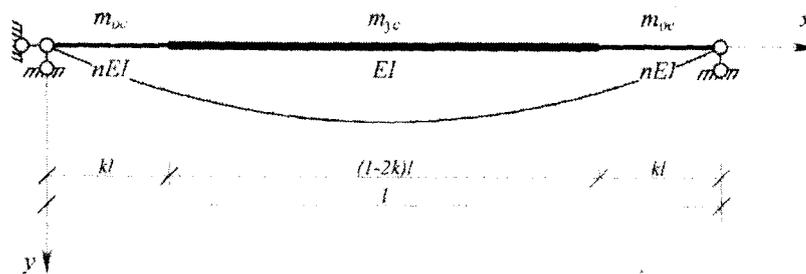


Рисунок 2 – К нахождению основной частоты колебаний балки

Как и в первом случае воспользуемся методом Лагранжа-Ритца. Примем функцию прогибов балки в виде зависимости:

$$\varphi_1(x) = \sin \frac{\pi x}{l}. \quad (7)$$

Данная функция удовлетворяет всем граничным условиям. Выполнив все необходимые преобразования и принимая в качестве погонной массы балки ее среднее значение, получим:

$$\omega_1^2 = \frac{4EI\pi^4}{l^4 \bar{m}} \cdot \left[\frac{1}{2} \left(k - \frac{\sin 2\pi k}{2\pi} \right) \cdot (n-1) + \frac{1}{4} \right], \quad (8)$$

где $\bar{m} = 2(k \cdot m_{oc} + 0,5(1-2k) \cdot m_{yc})$ – средняя погонная масса балки.

Подставляя в формулу (8) значения параметров $n = 1$ и $k = 0$ (или 0,5), что соответствует балке постоянного сечения, получим точное решение $\omega_1^2 = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$.

Решим задачу по нахождению максимального прогиба f^{max} данной балки от равномерно распределенной по всей длине l нагрузки q с помощью интеграла Максвелла-Мора [3]:

$$\Delta_{1p} = \sum \int_0^l \frac{\bar{M}_1 M_p}{EI(z)} dz,$$

где \bar{M}_1 и M_p – выражения для моментов единичного и грузового состояний.

Построим эпюры изгибающих моментов грузового M_p и единичного \bar{M}_1 состояний (рисунок 3, а, б).

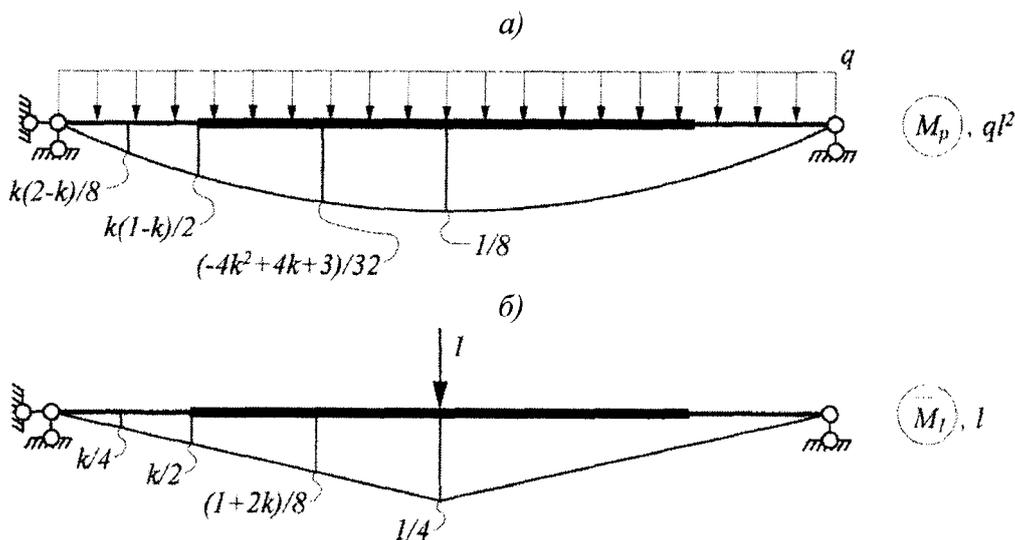


Рисунок 3 – К нахождению максимального прогиба балки

Перемножая эпюры моментов M_p и \bar{M}_1 , получим:

$$f^{max} = \frac{ql^4}{EI} \cdot \frac{n(48k^4 - 64k^3 + 5) - 48k^4 + 64k^3}{384n}. \quad (9)$$

Используя формулу (9), можно находить максимальный прогиб балки ступенчато переменной жесткости с шарнирно опертыми концами от равномерно распределенной нагрузки q .

Перемножая квадрат основной частоты собственных колебаний ω^2 на максимальный прогиб f^{max} , преобразовав и введя коэффициент пропорциональности C , получим:

$$\omega_1^2 \cdot f^{max} = C \cdot \frac{q}{m}, \tag{1}$$

$$\text{где } C = \frac{4\pi^4}{384n} \cdot \left[\frac{1}{2} \left(k - \frac{\sin 2\pi k}{2\pi} \right) \cdot (n-1) + \frac{1}{4} \right] \cdot \left(n(48k^4 - 64k^3 + 5) - 48k^4 + 64k^3 \right). \tag{11}$$

Балка, один конец которой шарнирно оперт, а другой жестко зацементирован. Балка пролетом l имеет два характерных участка. Участок со стороны заделки длиной kl имеет жесткость EI , участок со стороны шарнира длиной $(1-k)l$ имеет жесткость nEI (рисунок 4).

Как и в первом случае воспользуемся методом Лагранжа-Ритца. Примем в качестве функции прогибов уравнение упругой линии балки постоянного сечения, нагруженной на всей длине равномерно распределенной нагрузкой q :

$$\varphi_1(x) = A \cdot (-l^3 x + 3lx^3 - 2x^4), \tag{12}$$

где $A = q/48EI$.

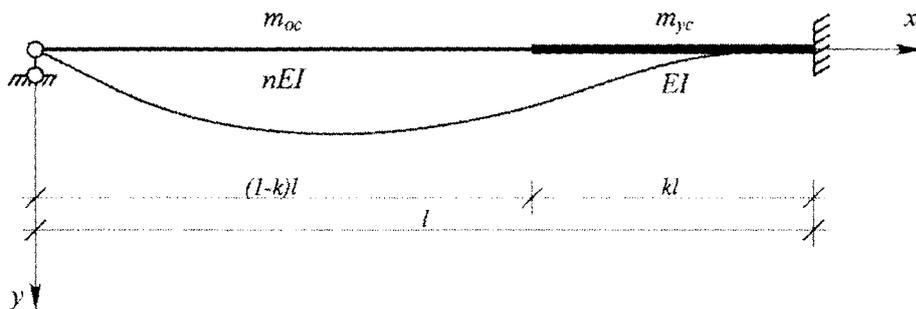


Рисунок 4 – К нахождению основной частоты колебаний балки

Данная функция удовлетворяет всем граничным условиям. Выполнив все необходимые преобразования и принимая в качестве погонной массы балки ее среднее значение, получим:

$$\omega_1^2 = \frac{630EI}{19l^4 \bar{m}} \cdot \left[\left(108(1-k)^3 - 216(1-k)^4 + 115,2(1-k)^5 \right) \cdot (n-1) + 7,2 \right], \tag{13}$$

где $\bar{m} = (1-k) \cdot m_{oc} + k \cdot m_{yc}$ – средняя погонная масса балки.

Подставляя в формулу (10) значения параметров $n = 1$ и $k = 0$ (или 1), что соответствует балке постоянного сечения, вводя искусственно число π , получим:

$$\omega_1^2 = \frac{(1,251\pi)^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}}},$$

что отличается от точного решения $\omega_1^2 = \frac{(1,25\pi)^2}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}}}$ на 0,3%.

Таким образом, решение (13) дает очень хороший результат.

Задача по нахождению максимального прогиба данной балки не имеет решения, поскольку его расположение меняется в зависимости от параметров n и k .

Анализируя результаты расчетов балки жестко зацементированной с обоих концов и шарнирно опертой с обоих концов (формулы 5, 6, 10, 11), следует отметить некоторые весьма важные особенности. Произведение квадрата основной частоты собственных колебаний балки ступенчато-переменного сечения на максимальный прогиб зависит от параметров k и n , определяющих длины и отношение жесткостей характерных участков, от величины интенсивности равномерно распределенной нагрузки, погонной массы балки и вида закрепления, и не зависит от величин жесткостей, формы и размеров поперечного сечения, длины балки,

ида материала, из которого она изготовлена.

Подставляя в формулы (5) и (10) значение $q = mg$, что соответствует балке, находящейся под действием собственного веса, получим, что произведение квадрата основной частоты собственных колебаний балки на максимальный прогиб зависит только лишь от параметров n и k и вида закрепления. Это позволяет по основной частоте собственных колебаний заданной балки, полученной экспериментально, определять ее максимальный прогиб от собственного веса, а умножая результат на $q^{нол}/qg$ (где $q^{нол}$ – интенсивность полезной равномерно распределенной нагрузки), находить максимальный прогиб от полезной нагрузки, что особенно актуально при обследовании конструкций балочного типа.

Кроме того, закономерности (5) и (10) позволяют оценить массу балки по результатам ее статических и динамических испытаний.

Исследование взаимосвязи изменения коэффициентов пропорциональности C . Рассмотрим стальную балку с различными видами закрепления (заделка-заделка, шарнир-шарнир и шарнир-заделка) под действием равномерно распределенной нагрузки $q = 20$ кН/м (нормативная) со следующими параметрами: пролет $l = 6$ м, основное сечение – прямоугольное $h \times b = 16 \times 5$ см ($I_x = 1707$ см⁴), усиленное – прямоугольное $h \times b = 16 \times 8$ см ($I_x = 2731$ см⁴), модуль упругости материала $E = 2 \cdot 10^5$ МПа.

Параметр $n = 1707/2731 = 0,625$. Погонные массы основного и усиленного участков равны: $m_{ос} = 0,05 \cdot 0,16 \cdot 1 \cdot 7850 = 62,8$ кг/м и $m_{ус} = 0,08 \cdot 0,16 \cdot 1 \cdot 7850 = 100,48$ кг/м. Изменяемой величиной является параметр k , причем он меняется таким образом, что балка постоянного сечения жесткостью nEI переходит в балку переменного сечения с жесткостями nEI и EI , а затем в балку постоянного сечения жесткостью EI . Приведенная масса всех трех балок при этом увеличивается одинаково. Расчет балок производим с помощью формул (3, 4, 6, 8, 9, 11, 13). Результаты расчета приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Результат численных исследований балки ступенчато-переменного сечения с различными видами закрепления

Вид закрепления	заделка-заделка				шарнир-шарнир				шарнир-заделка			
	k	ω, c^{-1}	$f^{max}, мм$	C	k	ω, c^{-1}	$f^{max}, мм$	C	k	ω, c^{-1}	$f^{max}, мм$	C
$m, кг/м$												
62,8	0	143,824	19,77	1,284	0,5	63,922	98,858	1,268	0	99,777	41,117	1,285
70,336	0,1	121,344	25,554	1,323	0,4	53,007	132,871	1,313	0,2	82,538	58,238	1,395
77,872	0,2	119,317	23,989	1,33	0,3	54,109	114,744	1,308	0,4	79,187	61,703	1,506
81,64	0,25	116,705	23,935	1,331	0,25	54,119	108,496	1,297	0,5	79,113	57,006	1,456
85,408	0,3	114,271	23,932	1,335	0,2	53,803	104,02	1,286	0,6	79,88	46,067	1,255
92,944	0,4	113,067	23,044	1,369	0,1	52,416	99,56	1,271	0,8	81,06	31,779	0,97
100,48	0,5	143,819	12,357	1,284	0	63,919	61,791	1,268	1	99,773	25,701	1,285

Для балки с одним шарнирно опертым концом, а другим жестко защемленным прогибы найдены путем расчета с помощью интеграла Максвелла-Мора, подсчитанного в программе Microsoft Office Excel.

Из таблицы 1 видно, что коэффициент пропорциональности C для балки с различными видами закрепления не имеет общей тенденции изменения, что предположительно можно объяснить непостоянством погонной массы балки. Отметим, что для балок линейно-

переменного сечения и постоянной массы коэффициент C изменяется практически линейно для всех трех типов закрепления одинаково [2], что подтверждает предположение о причине неравномерного изменения коэффициента C для балок ступенчато-переменного сечения и вызывает интерес к проверке данной гипотезы.

Выводы

1. Произведение максимального прогиба от равномерно распределенной нагрузки на квадрат основной частоты собственных колебаний однопролетной балки ступенчато-переменного сечения для двух видов опорных закреплений: жесткие заделки с обоих концов, шарнирные опоры с обоих концов, линейно связано с параметрами k и n , определяющими длины и отношение жесткостей характерных участков.

2. Данное произведение для трех видов опорных закреплений: жесткие заделки с обоих концов; шарнирные опоры с обоих концов; один конец шарнирно оперт, а другой жестко защемлен, с изменением погонной массы не имеет общей тенденции изменения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Коробко, В.И. Некоторые закономерности колебаний однопролетных балок [Текст] / В.И. Коробко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1988. – №3. – С. 41-44.
2. Коробко, В.И. Строительная механика: Динамика и устойчивость стержневых систем: Учебник [Текст] / Под редакцией В.И. Коробко. – М.: АСВ, 2008. – 400 с.
3. Коробко В.И. Строительная механика стержневых систем: Учебник [Текст] / В.И. Коробко, А.В. Коробко. – М.: АСВ, 2007. – 510 с.

Алдушкин Р.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: ftis_dec@ostu.ru

Черняев А.А.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Инженер
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: ftis_dec@ostu.ru

БОНДАРЕНКО В.М.

К ВОПРОСУ ОБ УСТОЙЧИВОМ И НЕУСТОЙЧИВОМ СОПРОТИВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ КОРРОЗИЕЙ

Предложена новая концепция силового сопротивления железобетонных конструкций, повреждённых коррозией. Приняты исходные предпосылки, позволяющие построить расчётную модель сопротивления железобетона с учётом неравновесных процессов, происходящих в бетоне в зависимости от уровня его напряжённого состояния. При этом принимается, что развитие рассматриваемых неравновесных процессов происходит в три стадии: затухания; граничного состояния; лавинного развития. На примере изгибаемой железобетонной балки, повреждённой коррозией в сжатой зоне, показана эффективность применения предлагаемой расчётной модели для определения граничных значений параметров силового сопротивления железобетона, соответствующих переходу конструкции из области устойчивого состояния в область лавинного разрушения.

Ключевые слова: силовое сопротивление, железобетонные конструкции, коррозия, повреждения.

The new concept of power resistance of the ferro-concrete designs damaged by corrosion is offered. The initial preconditions, allowing to construct settlement model of resistance of ferro-concrete with the account of the nonequilibrium processes occurring in concrete depending on level of its intense condition are accepted. Thus is accepted, that development of considered nonequilibrium processes occurs in three stages: attenuations; a boundary condition; avalanche development. On an example of the bent ferro-concrete beam damaged by corrosion in the compressed zone, efficiency of application of offered settlement model for definition of boundary values of parametres of power resistance of the ferro-concrete, corresponding to transition of a design from area of a steady condition in area of avalanche destruction is shown.

Key words: power resistance, ferro-concrete designs, corrosion, damages.

И силовому, и несиловому сопротивлению строительных объектов¹ воздействиям любой природы, процессам, происходящим во времени, свойственно неравновесное развитие. Это проявляется как в области устойчивого, так и в области неустойчивого состояния.

Переходу этих процессов из области устойчивого состояния в область неустойчивого состояния соответствуют некоторые пограничные интенсивности указанных воздействий. При константных условиях существования и неубывающих во времени воздействиях, наибольший уровень которых не превышает пограничных значений, указанные сопротивления не выходят из первой области и носят затухающий, асимптотический стабилизационный характер; при константных условиях существования, но при воздействиях, величины которых превосходят пограничные условия, сопротивления вначале попадают в зону «безразличного равновесия», затем необратимо сначала медленно, а вскоре лавинно уменьшаются. Процесс оканчивается разрушением объекта (катастрофой)².

Все существующие строительные объекты находятся в области устойчивого состояния. При этом для конструкций и сооружений обязательно обеспечение геометрической неизменяемости.

Современные методы оценки и прогноза сопротивления строительных конструкций и сооружений справедливы только при обеспеченной геометрической неизменяемости и в области устойчивого сопротивления. Вместе с тем, существуют и в последнее время актуализируются задачи, выходящие за рамки указанных ограничений – задачи количественной оценки продолжительности периода, в течение которого после начала разрушения сохраняется возмож-

¹ Строительными объектами считаются материалы, конструкции, сооружения.

² Такова сущность всех процессов, происходящих в реальном мире.

ность остаточного использования объекта для применения мер экстренного усиления, чрезвычайных противоаварийных мер или эвакуации людей и имущества, т.е. задач экспозиции живучести. Повторим, что период (экспозиция) живучести ограничен длительностью сохранения геометрической неизменяемости конструкций и сооружений, для лавинного (прогрессирующего) разрушения устанавливается не экспозиция живучести, а время начала лавинных процессов.

Последняя (лавинная) фаза силового сопротивления сооружений скоротечна; в месте разрушения усилия обнуляются, это эквивалентно введению дополнительного воздействия, равного по величине усилию разрушения, которое, в свою очередь, равно остаточному силовому сопротивлению, а его направление противоположно этому усилию. Указанное дополнительное воздействие считается мгновенным и рассматривается как удар.

Если при этом изменяется степень статической неопределенности, а геометрическая неизменяемость сохраняется, то оценивается изменение конструктивной безопасности объекта, а его живучесть не считается исчерпанной.

Таким образом, проблема требует анализа изменений статико-геометрической структуры объекта, прогноза развития неравновесных процессов сопротивления, определения их остаточного ресурса, экспозиции живучести или времени начала лавинного разрушения.

Эксплуатационную пригодность строительного объекта определяет остаточный ресурс силового сопротивления по прочности и деформативности. В свою очередь, вследствие изменения структуры материала, характеристики его компонент (прочность, деформативность) под нагрузкой и во времени отличаются от исходных значений.

Обращаясь к бетону, как к объекту исследования, отметим, что изменение его структуры зависит от уровня и знака напряженного состояния, а также от возраста, температуры, влажности, барометрических условий существования, химкоррозионных, физико-волновых, радиационных и т.п. факторов. В частности, известно, что с ростом сжимающих статических напряжений бетон вначале уплотняется, а затем разуплотняется вплоть до разрушения. При этом вначале пористость и проницаемость уменьшается, затем поры множатся, соединяются между собою, превращаются в трещины (локальные и магистральные) – проницаемость бетона увеличивается. Вследствие этого процесс развития неравновесных процессов силового сопротивления, который вначале носит затухающий характер, с ростом напряжений становится линейным во времени, а затем лавинным.

Таким образом, принимается, что каждому уровню напряженного состояния соответствуют свои параметры сопротивления объекта. Этим принципиально отличается вводимая расчетная модель от известных расчетных моделей.

В ходе построения указанной расчетной модели с учетом неравновесных процессов сопротивления бетона различной природы: деформации ползучести и коррозионных повреждений – предлагается общая функциональная связь между исследуемой характеристикой L , временем t и уровнем напряжений $\eta = \frac{\sigma}{R_b}$ (здесь σ – действующее напряжение, R_b – предел прочности бетона на сжатие).

$$\frac{d\Delta L(t)}{dt} = \alpha [\Delta L(t)]^m \quad (1)$$

$$\text{при } \Delta L(t) = \frac{L_{кр} - L(t)}{L_{кр}} = 1 - \frac{L(t)}{L_{кр}}, \quad (2)$$

где t – текущее время; $L(t)$ – текущее значение искомой характеристики (рисунок 1); $L_{кр}$ – ее критическая величина, зависящая от структуры материала и уровня напряженного состояния; α , m – параметры процесса, также зависящие от уровня напряженного состояния (рисунок 2) (с увеличением $m > 0$ – затухание, а с уменьшением $m < 0$ лавинность интенсифицируется).

Для целочисленных m решение (1) имеет вид³:

³ Сохраняя (1) как фундаментальную базу, можно в частных интересах ее усложнять, однако, следуя Л.Д. Ландау, автор считает такую процедуру мало продуктивной.

$$L(t) = f_m(\Delta L(t_0), \alpha, m, t) L_{кр} \quad (3)$$

(применительно к ползучести, исключая быстронатекающую ползучесть, можно считать, что при $t_0 = 0$ будет $L(t_0) = 0$ и $\Delta L(t_0) = 1$).

Тогда при $m=1$ $f_1(t) = 1 - \Delta L(t_0)e^{-\alpha(t-t_0)}$ (4)

при $m \neq 1$ $f_m = 1 - \left\{ [\Delta L(t_0)]^{[(-m)+1]} + \alpha [(-m)+1] (t-t_0) \right\}^{\frac{1}{[(-m)+1]}}$ (5)

Заметим, что при $m=1$ выражение (4) является записью физико-химического закона Гольдберга-Вааге, а для ползучести запишем меры простой ползучести Н.Х. Арутюняна.

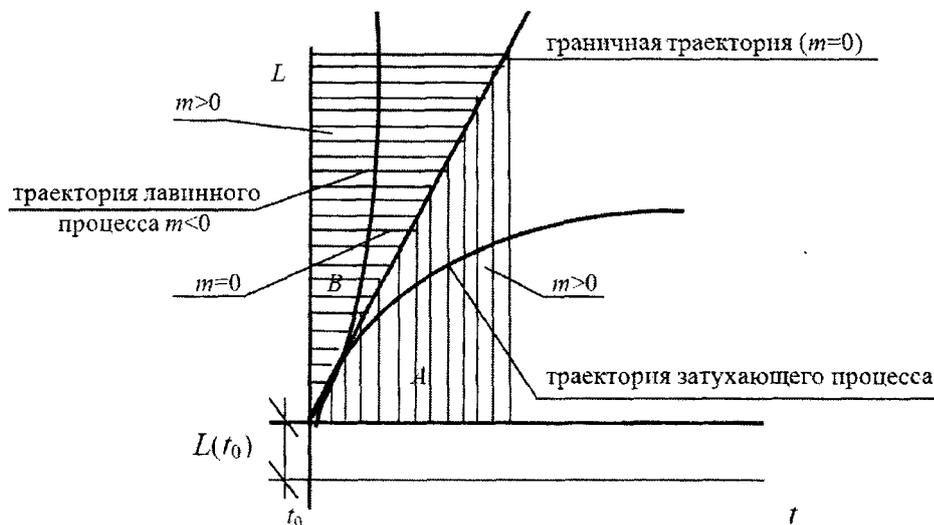


Рисунок 1 – Схема развития L во времени в зависимости от знака m (A – область устойчивого развития; B – область неустойчивого развития)

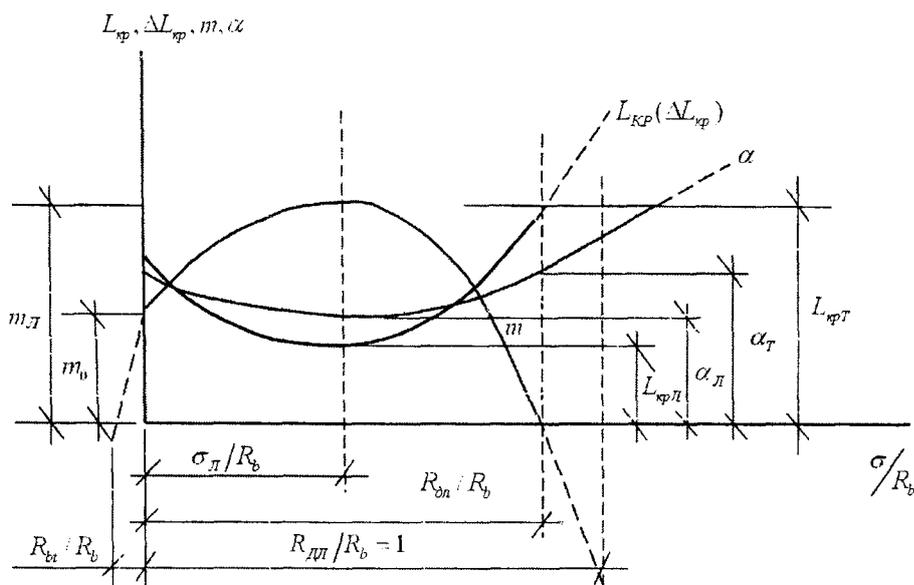


Рисунок 2 – Схема изменения параметров $L_{кр}, \Delta L_{кр}, m, \alpha$ в зависимости от $\eta = \frac{\sigma}{R_b}$

С учетом форм кривых $L_{кр}, \Delta L_{кр}, m, \alpha$ (см. рисунок 2) искомые функции для этих эмпирических параметров приняты в виде полинома 3-ей степени:

$$L_{кр}\left(\frac{\sigma}{R_b}\right) = \sum_{i=0}^{i=3} q_{L_i} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^i; \quad \Delta L_{кр}(t_0, \frac{\sigma}{R_b}) = \sum_{i=0}^{i=3} q_{\Delta L_i} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^i;$$

$$\alpha\left(\frac{\sigma}{R_b}\right) = \sum_{i=0}^3 q_{\alpha_i} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^i; \quad m\left(\frac{\sigma}{R_b}\right) = \sum_{i=0}^3 q_{m_i} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^i, \quad (6)$$

параметры которых вычисляются с помощью решения простейших систем алгебраических уравнений и экспериментальных значений этих параметров в фиксированных точках (см. рисунок 2).

$$\left. \begin{matrix} L_{кр,0}, L_{кр,l}, L_{кр,m} \\ \alpha_0, \alpha_l, \alpha_m \end{matrix} \right| \begin{matrix} \Delta L_{кр}(t_0)_0, \Delta L_{кр}(t_0)_l, \Delta L_{кр}(t_0)_m \\ m_0, m_l, m_m \end{matrix}$$

Следовательно,

при $\frac{\sigma}{R_b} = 0$ будет $L_{кр} = L_{кр,0}$; $\Delta L_{кр}(t_0) \neq \Delta L_{кр}(t_0)_0$; $\alpha = \alpha_0$; $m = m_0$,

при $\frac{\sigma}{R_b} = \frac{\sigma_l}{R_b}$ $L_{кр} = L_{кр,l}$; $\Delta L_{кр}(t_0) = \Delta L_{кр}(t_0)_l$; $\alpha = \alpha_l$; $m = m_l$,

при $\frac{\sigma}{R_b} = \frac{\sigma_m}{R_b}$ $L_{кр} = L_{кр,m}$; $\Delta L_{кр}(t_0) = \Delta L_{кр}(t_0)_m$; $\alpha = \alpha_m$; $m = m_m$,

а также

$$\left. \frac{\partial L_{кр}\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)}{\partial\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)} \right|_{\frac{\sigma_l}{R_b}} = 0; \quad \left. \frac{\partial \Delta L_{кр}(t_0, \frac{\sigma}{R_b})}{\partial\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)} \right|_{\frac{\sigma_l}{R_b}} = 0; \quad (7)$$

$$\left. \frac{\partial \alpha\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)}{\partial\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)} \right|_{\frac{\sigma_l}{R_b}} = 0; \quad \left. \frac{\partial m\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)}{\partial\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)} \right|_{\frac{\sigma_l}{R_b}} = 0.$$

При возрастающем во времени нагружении значения параметров $L_{кр}, \Delta L_{кр}, m, \alpha$ меняются, сопротивление L сначала соответствует области устойчивого состояния ($m > 0$), затем проходит пограничную фазу ($m = 0$) и входит в область неустойчивого, лавинного развития ($m < 0$) (рисунок 3).

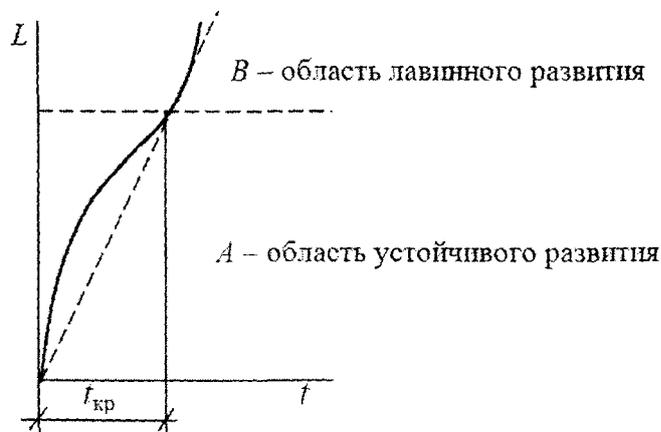


Рисунок 3 – Схема перехода от затухающего к лавинному типу развития L

Полученные решения (3-7) позволяют рассчитать важнейшие характеристики сопротивления бетона: силового неравновесного деформирования (ползучести) [1] и глубины химкоррозионного повреждения [2]. Для этого необходимо предварительно найти $q_{Li}, q_{\Delta Li}, q_{mi}, q_{\alpha i}$ ($i=0, 1, 2, 3, \dots$) и записать формулы (6) для меры простой ползучести:

$$C_{кр}^0\left(\frac{\sigma}{R_b}\right), \Delta C_{кр}^0(t_0), \alpha_c\left(\frac{\sigma}{R_b}\right), m_c\left(\frac{\sigma}{R_b}\right) \quad (8)$$

и для глубины повреждений:

$$\delta_{кр}\left(\frac{\sigma}{R_b}\right), \Delta \delta_{кр}(t_0), \alpha_\delta\left(\frac{\sigma}{R_b}\right), m_\delta\left(\frac{\sigma}{R_b}\right), \quad (9)$$

а затем функцию меры простой ползучести:

$$C^0(t, \tau) = f_{cm}[\Delta C_{кр}^0(t_0), \alpha_c, m_c, t, \tau] C_{кр}^0\left(\frac{\sigma}{R_b}\right) \quad (10)$$

и функцию глубины повреждения:

$$\delta^*(t, t_0) = f_{\delta_{кр}}[\Delta \delta_{кр}(t_0), \alpha_\delta, m_\delta, t] \delta_{кр}\left(\frac{\sigma}{R_b}\right). \quad (11)$$

Заметим, что при $t_0 = 0$, исключая быстроснатекающую ползучесть, вместо (10) и (11) получаем записи:

$$C^0(t, \tau) = f_{cm}[\alpha_c, m_c, t, \tau] C_{кр}^0\left(\frac{\sigma}{R_b}\right); \quad (12)$$

$$\delta^*(t, t_0) = f_{\delta m}[\alpha_\delta, m_\delta, t] \delta_{кр}\left(\frac{\sigma}{R_b}\right). \quad (13)$$

Известно, что вследствие анизотропии прочность бетона на растяжение примерно на порядок меньше, чем прочность бетона на сжатие. С приложением растягивающих усилий происходит разуплотнение структуры, пористость и трещинообразование увеличиваются и, как следствие, проницаемость бетона увеличивается, происходит ускоренное продвижение фронта повреждений, а затухающий процесс развития повреждений получает фильтрационные признаки⁴. В задачах прочности неповрежденных железобетонных конструкций сопротивление растянутой зоны бетона не учитывается (в задачах жесткости оно учитывается косвенно). С учетом этого при расчете силового сопротивления поврежденных железобетонных конструкций влияние повреждений расчетной зоны бетона осуществляется аналогично.

Вместе с тем, необходимость исключить лавинное развитие коррозионных повреждений при изгибной двухзначной эпюре нормальных напряжений требует введения ограничения в части наибольшей допустимой глубины повреждений (глубину нейтрализации коррозии):

$$\delta_{кр} \leq x, \quad (14)$$

где x – высота сжатой зоны изгибаемого элемента.

Установлено, что при одностороннем (со стороны сжатой зоны изгибаемого элемента) агрессивном воздействии коррозионные повреждения имеют три зоны [3] (рисунок 4).

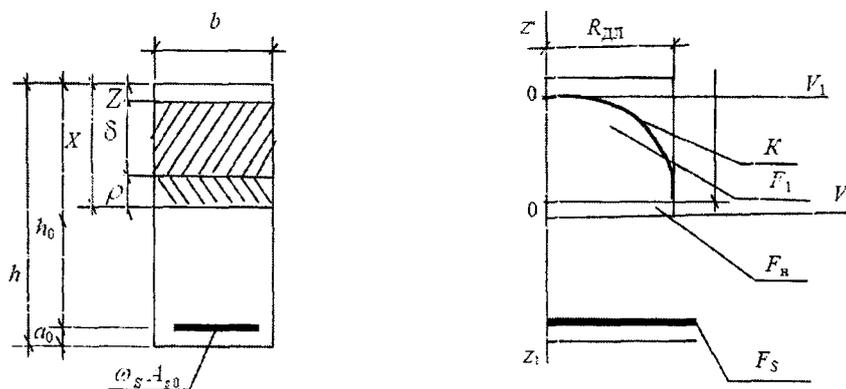


Рисунок 4 – Схема силового сопротивления в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения при одиночном армировании

Зона z^* – зона полного коррозионного разрушения бетона. Зона δ – переходная зона частичного коррозионного повреждения бетона. Зона p – зона неповрежденного исходного бетона.

⁴ Не исключено, что процесс развития повреждений получает признаки фильтрации малоцентрированной водной суспензии через пористые материалы.

На рисунке 4 обозначено: b, h – полные ширина и высота поперечного сечения балки; h_0, a_0 – рабочая высота сечения и толщина защитного слоя бетона; z^* – толщина полного коррозионного разрушения бетона; δ – толщина переходной зоны частичного коррозионного повреждения; p – толщина неповрежденной коррозией зоны; x – высота сжатой зоны сечения бетона; A_{S0} – исходная площадь сечения рабочей растянутой арматуры; ω_1 – коэффициент коррозионного повреждения этой арматуры; K^* – линия функции повреждения; F_1 – равнодействующая сил сжатия переходной зоны δ ; F_n – равнодействующая сил сжатия в неповрежденной зоне p ; F_S – усилия растяжения в рабочей арматуре.

Исходными предпосылками построения расчетной модели поврежденного коррозией железобетонного изгибаемого элемента являются:

- учет частичного снижения силового сопротивления поврежденной коррозией сжатой зоны условным выбыванием эквивалентных сопротивлений, которое осуществляется с помощью функции повреждения K^0 ;

- при вычислении параметров неравновесных процессов (8) и (9) принимается средняя величина напряжений сжатия ($\sigma_{cp} = \frac{N_b}{A_b}$), где N_b – равнодействующая сила сжатия в переходной зоне δ ; A_b – соответствующая площадь;

- при построении функции повреждений K^* используется принцип сопряженности в точке деления зон;

- вводится ограничение $\delta \leq x$. (14)

Дальнейший анализ осуществим на характерном примере:

$$Z^* = 0; \delta_{cp} = x. \quad (15)$$

Как показано в [4], функция повреждений K^* , устанавливаемая с помощью геометрических условий сопряжения, имеет вид:

$$K^* = \sum_{i=0}^{i=2} a_i Z^i, \quad (16)$$

где $a_0 = 0$; $a_1 = \frac{2}{\delta}$; $a_2 = -\frac{1}{\delta^2}$.

Эти условия обеспечивают принятие единой функции повреждений K^0 для всех механических характеристик поврежденного коррозией бетона:

$$R^* = K^* R_b; R_{dl}^* = K^* R_{dl}; E_m^* = K^* E_m; C^* = \frac{C^0}{K}; E_{вр,л} = K^* E_{вр,л}^*. \quad (17)$$

(R_b – кратковременный предел прочности, R_{dl} – длительный предел прочности, C^0 – мера ползучести, E_m – модуль мгновенной деформации, $E_{вр,л}$ – линейный временный модуль деформации).

Применение принципа эквивалентных сопротивлений дает [4]:

$$x_1 = \frac{\omega_S A_{S0} R_S}{b R_b} + Z^* + \frac{1}{3} \delta; F_1 = \frac{2}{3} b \delta R_b; F_n = p b R_b; F_S = \omega_S A_{S0} R_S. \quad (18)$$

Отсюда остаточный ресурс моментного силового сопротивления поврежденного коррозией железобетонного элемента (рисунок 4), рассчитываемый относительно центра тяжести рабочей растянутой арматуры, равен:

$$M_{кр}^* = F_1 r_{S1} \text{ при } r_{S1} = h_0 - \left(Z^* + \frac{5}{8} \delta \right), \quad (19)$$

а коэффициент конструктивной безопасности (по наиболее нагруженному сечению):

$$K_{КБ}^* = \frac{M_{кр}^*}{M_0}, \quad (20)$$

где M_0 – изгибающий момент от внешней нагрузки в этом сечении.

Отметим, что эпюра силового сопротивления по изгибающему моменту (т.н. эпюра материала) поврежденной коррозией балки по содержанию и форме значительно отличается от такой же эпюры исходной балки. Причиной этого является зависимость глубины повреждения от уровня обжатия сжатой зоны нормативными напряжениями, т.е. от величины моментного усилия от внешних нагрузок. В качестве иллюстрации приведем схемы указанных эпюр для однопролетной шарнирно опертой равномерно нагруженной балки при неизменной по длине неповрежденной коррозией рабочей арматуры и отсутствии полностью разрушенного слоя ($Z^* = 0$) (рисунок 5).

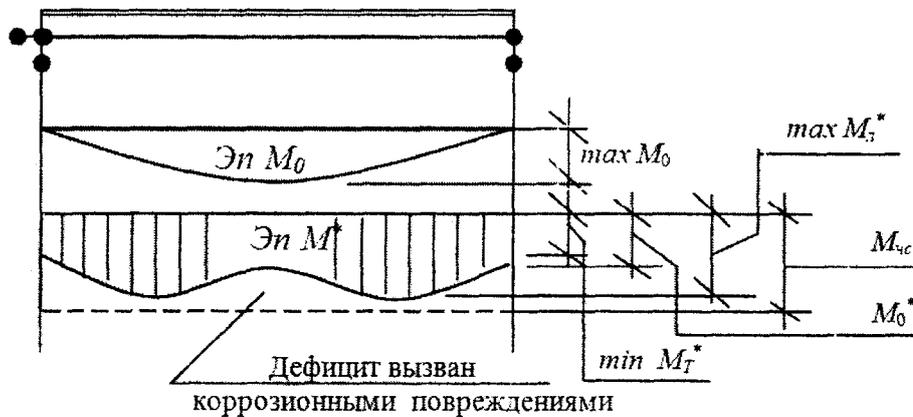


Рисунок 5 – Сопоставление эпюр силового сопротивления исходной ($M_{ис}$) и поврежденной коррозией балки (M^*).

В связи с опасностью перехода силового сопротивления из области устойчивого состояния в область неустойчивого состояния оценка влияния коррозионных повреждений на конструктивную безопасность этим не исчерпывается. Вследствие неизбежного перераспределения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения появляются зоны, в которых эти напряжения значительно возрастают. Это сопровождается уменьшением параметра m (см. рисунок 2). В этой зоне наступает сначала «безразличное», а затем неустойчивое силовое состояние. Затем происходит дальнейшее перераспределение усилий, общая жесткость уменьшается, остаточный ресурс силового сопротивления падает. В статически неопределимых системах проявляется перераспределение усилий. В этих условиях количественные значения действующих напряжений и характеристик силового сопротивления уточняются последовательными приближениями.

В качестве примера рассмотрим балку (см. рисунок 5) при $Z^* = 0$; $\delta_{кр} \leq x$; $M_0 = const$ и используем гипотезу плоских сечений в записи:

$$\varepsilon = \frac{Z}{\rho} \text{ при } \frac{1}{\rho} = \frac{M_0}{D^*}, \quad (21)$$

где ρ – радиус кривизны балки, а для напряжений традиционно примем⁵:

$$\sigma = \varepsilon E_{sp}^* \text{ при } E_{sp}^* = \frac{E_{sp} K^*}{S^0 \left[\frac{\sigma}{R_b} \right]}; \quad (22)$$

$$K^*(Z) = \frac{2}{\delta} (\delta - Z) - \frac{1}{\delta^2} (\delta - Z)^2; S^0 \left(\frac{\sigma}{R_b} \right) = 1 + V \left(\frac{\sigma}{R_b} \right)^m. \quad (23)$$

⁵ Функция нелинейности S^0 принимается по «Рекомендациям по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций», Стройиздат, Москва, 1985.

В итоге, записав:

$$\sigma \left[1 + V \left(\frac{\sigma}{R_b} \right)^m \right] = \frac{Z E_{ep,l} M_0}{D^*} \left[\frac{2}{\delta} (\delta - Z) - \frac{1}{\delta^2} (\delta - Z)^2 \right] \quad (24)$$

и разделив левую и правую часть (24) на R_b и δ , а также применив подстановку:

$$G = \frac{M_0 E_{ep,l}}{D^*}; \quad q = \frac{Z}{\delta}; \quad F_1 = q(1 - q^2) \quad (25)$$

(график F_1 в зависимости от q приведен на рисунке 6), получим:

$$\sigma \left[1 + V \left(\frac{\sigma}{R_b} \right)^m \right] = G \delta F_1. \quad (26)$$

Из (24) очевидно, что $\max \sigma$ соответствует $\max F_1$, т.е. $\frac{dF_1}{dq} = 1 - 3q^2 = 0$ и $q_1 = 0,58$ и $\max F_1 = 0,385$.

В искомом случае $\sigma = \sigma_T$ и $m_0 = 0$, находим:

$$M_T = \frac{R_b \left[1 + V \left(\frac{\sigma_T}{R_b} \right)^m \right] D^*}{\delta \max F_1 E_{ep,l}} \quad (27)$$

- предельный момент внешних сил, при котором начинается переход в зону неустойчивого равновесия.

Другими словами, на линии $Z = 0,58\delta$ вследствие $\sigma = \sigma_T$ ползучесть сжатого бетона переходит в область неустойчивого состояния, лавинного развития, в целом снижается жесткость D^* , уменьшается моментное сопротивление M^* , появляется нисходящая ветвь.

С дальнейшим ростом M_0 возникает полоса сечения, мера ползучести которой приближается к лавинной.

Ординаты этой полосы q_1 и q_2 могут быть найдены решением кубического уравнения:

$$\frac{A}{M_0} = F_1 \quad (28)$$

при $A = \frac{R_b \left[1 + V \left(\frac{\sigma_T}{R_b} \right)^m \right] J^*}{\delta}$, где условно $J^* = \frac{D^*}{E_{ep,l}} \approx const$ (29)

или графически – рисунок 6.

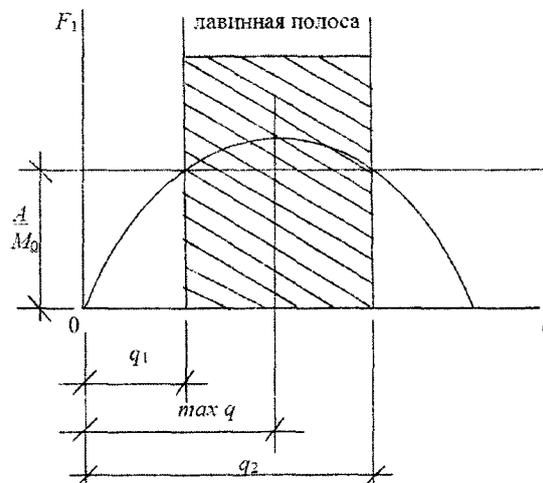


Рисунок 6 – Графический поиск q_1 и q_2 (относительных ординат «лави́нной» полосы)

Очевидно, что в случае, когда $Z^* > 0$, т.е. при наличии полностью разрушенного коррозией слоя сжатого бетона, вследствие уменьшения жесткости D^* , а также с ростом момента M_0 т.н. «лави́нная полоса» расширяется и конструкция, входит в область неустойчивого

состояния. Аналогичные процессы происходят с ростом изгибающего момента M_0 , за счет перераспределения нормальных напряжений по высоте сечения. Продолжительность развития описанного процесса от начала появления на линии *тах q* напряжений $\sigma = \sigma_m$ и до момента разрушения конструкции и есть экспозиция живучести.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бондаренко, В.М. Уровень напряженного состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления бетона [Текст] / В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко // Академия. Архитектура и строительство. – М. – 2007. – №4.
2. Бондаренко, В.М. Феноменологическая кинетика повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатируемых в агрессивной среде [Текст] / Бетон и железобетон. – М. – 2008. – №2.
3. Комохов, П.Г. Долговечность бетона и железобетона [Текст] / П.Г. Комохов, В.И. Латыпов, М.В. Латыпова. – Уфа: Белая река, 1998.
4. Бондаренко, В.М. К вопросу об усилении железобетонных конструкций [Текст] / В.М. Бондаренко, В.Ф. Степанов, Б.А. Ягунов // Бетон и железобетон. – М. – 2008, – №4.

Бондаренко В.М.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор

КАЗАКОВ Д.В., НИКУЛИН А.И., СОТНИКОВ Д.Ю.

ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ СТАРЕНИЯ БЕТОНА

Предложен модифицированный вариант деформационной модели силового сопротивления железобетона для оценки прочности изгибаемых железобетонных конструкций. Приводятся общие положения к построению такой модели, выполнен учет процесса нарастания прочности ненагруженного бетона во времени с использованием теории старения проф. Г.А. Гениева. Приведены некоторые результаты численного эксперимента, выполненного в рамках разработанной расчетной модели применительно к железобетонным балочным элементам.

Ключевые слова: прочность, деформационная модель, теория старения, железобетон, изгибаемый элемент.

A modified version of the deformable model for reinforced concrete power resistance for calculations of strength in reinforced concrete rods is offered. General regulations to the formation of such modeling are depicted, there is performed a consideration of the durability increase process in non-loaded concrete in the course of time with the use Prof. G.A. Geniev's aging theory. Some results of the numerical experiment carried out within the elaborated calculation model with the use to reinforced concrete rod elements are presented.

Key words: strength, deformable model, aging theory, reinforced concrete, flexible element.

Проведенные в последние годы исследования железобетонных конструкций позволили включить в новые нормативные документы [1] и, соответственно, в практику проектирования деформационную расчетную модель нормальных сечений, которая хорошо отражает фактический характер работы железобетона на всех этапах вплоть до его разрушения. Это позволяет с единых позиций выполнять расчеты по прочности, трещиностойкости и по деформациям. При этом в отечественном СП 52-101-2003 в отличие от Евроноорм [2] не учитывается возможность нарастания прочности ненагруженного бетона во времени в случае хранения железобетонных конструкций в благоприятных температурно-влажностных условиях перед их нагружением.

Для количественной оценки этого явления в работах [3, 4] была разработана практическая методика, позволяющая учитывать процесс старения тяжелого бетона на основе подхода, предложенного проф. Г.А. Гениевым [5]. Выполненные расчеты позволили выявить существенное влияние процесса старения бетона на его основные деформативно-прочностные характеристики (R_b , R_{bt} , E_{bn} , ε_{bu} , ε_{btu}), а также на трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов, хранившихся перед нагружением в благоприятных температурно-влажностных условиях. Так, прочность бетона при сжатии R_b через 100 суток после изготовления конструкции на 27,8% превышает аналогичную величину в возрасте 28 суток. Прочность бетона при растяжении R_{bt} повышается в этом же возрасте в среднем на 18%. В меньшей степени происходит рост нормативного модуля упругости E_{bn} (7,6%) и значений предельных относительных деформаций бетона при сжатии (5,4%) и растяжении (8,6%). Установлено также, что процессы, связанные со старением тяжелого бетона, в основном заканчиваются через 100 суток и дальнейшие изменения деформативно-прочностных характеристик, как правило, не превышают 0,5%. Соответственно, величины моментов трещинообразования M_{crc} железобетонных элементов, хранившихся до указанного возраста в нормальных условиях, повышаются в среднем на 16,6%.

В настоящей работе разработанная ранее [3, 4] практическая методика, учитывающая процесс старения тяжелого бетона, распространяется на стадию исчерпания прочности изгибаемых железобетонных элементов. В этой методике для определения прочности бетона при сжатии в момент приложения внешней нагрузки ($t = t_0$) используется следующая зависимость, предложенная проф. Г.А. Гениевым [5]:

$$R_b(t_0) = R_{b,max} \left[1 - \left(1 - R_{b,28}/R_{b,max} \right)^{\frac{t_0}{28}} \right], \quad (1)$$

где t_0 – время (в сутках) с момента начала твердения бетона в нормальных условиях до момента приложения внешней нагрузки; $R_{b,max}$ – максимальная (асимптотическая при $t_0 \rightarrow \infty$) прочность ненагруженного бетона при кратковременном сжатии; $R_{b,28}$ – прочность бетона в возрасте 28 суток.

Максимальная прочность ненагруженного бетона $R_{b,max}$ и его другие деформативно-прочностные характеристики в возрасте t_0 находятся с помощью зависимостей, представленных в работе [3]. Для описания диаграммы центрального сжатия бетона, испытанного в возрасте t_0 , используется уравнение вида:

$$\sigma_{bc}(t_0) = \frac{E_{b01}(t_0)\varepsilon_{bc}(t_0)(1 + D_{b01}(t_0)\varepsilon_{bc}(t_0))}{1 + C_{b01}(t_0)\varepsilon_{bc}(t_0)}, \quad (2)$$

где $E_{b01}(t_0)$, $D_{b01}(t_0)$, $C_{b01}(t_0)$ – начальный модуль упругости и параметры нелинейности деформирования бетона, получаемые экспериментально-теоретическим путем для эталонных диаграмм центрального сжатия [3].

Для какого-либо определенного возраста нагружения железобетонного элемента ($t_0 \neq 28$ сут.) диаграммы деформирования бетона при неоднородном сжатии и растяжении можно найти на основе энергетического подхода к трансформированию исходных диаграмм [3], полученных на стандартных бетонных образцах в этом же возрасте. Для аналитического описания искомых диаграмм (рисунок 1) принята функция, аналогичная (2) с учетом замены индексов ($b02$ вместо $b01$).

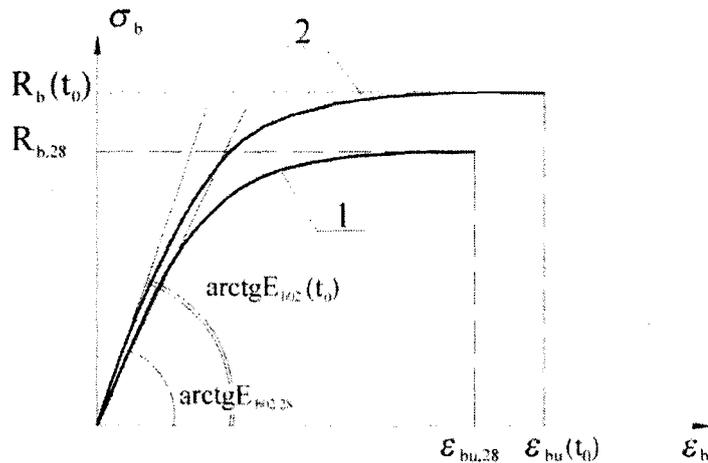


Рисунок 1 – Диаграммы деформирования бетона при неоднородном сжатии в возрасте 28 сут. (кривая 1) и в возрасте $t_0 > 28$ сут. (кривая 2)

Таким образом, в работе [3] были получены все необходимые параметры аналитических зависимостей, описывающих равновесные диаграммы неоднородного сжатия и растяжения бетона для какого-либо определенного возраста нагружения железобетонного элемента. Эти диаграммы в сочетании с гипотезой плоских сечений и уравнениями равновесия используются для определения необходимых характеристик сжатой и растянутой зон бетона в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента для любой стадии его работы.

Рассмотрим задачу по определению НДС изгибаемого железобетонного элемента для стадии исчерпания его прочности в возрасте t_0 . Схема распределения деформаций, напряжений и усилий в нормальном сечении такого элемента представлена на рисунке 2. Ее аналитическое отображение приводит к трем группам уравнений. При этом для упрощения вида получаемых формул принадлежность параметров к нагружению в возрасте t_0 условно не показана.

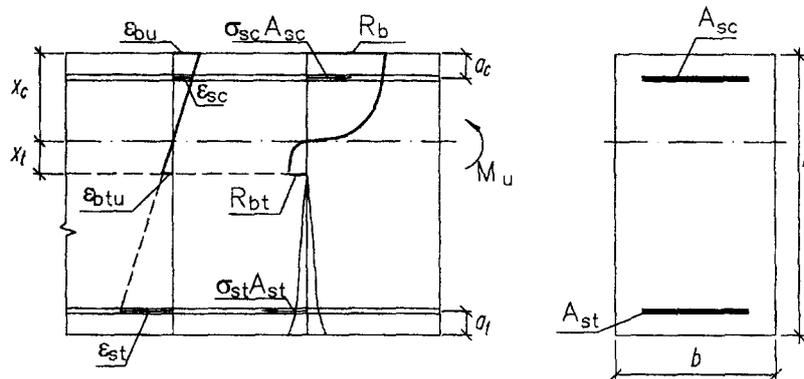


Рисунок 2 – Схема распределения деформаций, напряжений и усилий в сечении изгибаемого железобетонного элемента на стадии исчерпания прочности в возрасте t_0

Уравнения равновесия имеют вид:

$$bx_c \omega_c R_b + \sigma_{sc} A_{sc} - bx_t \omega_t R_{bt} - \sigma_{st} A_{st} = 0; \quad (3)$$

$$M_u = bx_c^2 \omega_c R_b (1 - \gamma_c) + \sigma_{sc} A_{sc} (x_c - a_c) + bx_t^2 \omega_t R_{bt} (1 - \gamma_t) + \sigma_{st} A_{st} (x_t - a_t), \quad (4)$$

где M_u – искомый изгибающий момент, соответствующий исчерпанию прочности элемента по нормальному сечению в возрасте t_0 ; $\omega_c, \omega_t, \gamma_c, \gamma_t$ – интегральные геометрические характеристики эпюр напряжений в сжатой и растянутой зонах бетона.

Для определения коэффициентов полноты эпюр напряжений (ω_c, ω_t) и относительных расстояний от наиболее напряженного фибрового волокна до центра тяжести соответствующих эпюр напряжений (γ_c, γ_t) используются зависимости:

$$\omega_j = \frac{\int_0^{x_j} \sigma_{bz} dz}{\sigma_{bj} x_j}, \quad (j = c, t); \quad (5)$$

$$\gamma_j = \frac{\int_0^{x_j} \sigma_{bz} z dz}{x_j \int_0^{x_j} \sigma_{bz} dz}, \quad (j = c, t). \quad (6)$$

С учетом принятой гипотезы плоских сечений для рассматриваемого железобетонного элемента записываются следующие условия совместности деформаций:

$$\frac{\epsilon_{btu}}{x_t} = \frac{\epsilon_{bu}}{x_c}; \quad (7)$$

$$\frac{\epsilon_{st}}{\epsilon_{bu}} = \frac{h - a_t}{x_c} - 1; \quad (8)$$

$$\frac{\epsilon_{sc}}{\epsilon_{bu}} = 1 - \frac{a_c}{x_c}. \quad (9)$$

Неизвестные напряжения в сжатой и растянутой арматуре σ_{sc} , σ_{st} находим с помощью кусочной функции, рекомендуемой в работе [6].

Таким образом, получена замкнутая система разрешающих уравнений для определения НДС изгибаемого железобетонного элемента для стадии исчерпания прочности в возрасте t_0 . Из решения этой системы получаем искомый параметр $M_u(t_0)$.

Для проведения количественной оценки результатов, получаемых в рамках предлагаемого варианта определения НДС изгибаемого железобетонного элемента с учетом нарастания прочности бетона от времени для стадии исчерпания прочности, были разработаны общий алгоритм и программа расчета "IZGIB_15" для персонального компьютера. В ходе численного эксперимента варьировали классами бетона (В15, В30, В60) и временем хранения железобетонных элементов в нормальных условиях до начала кратковременного нагружения (14 сут., 28 сут., 50 сут., 100 сут., 365 сут.). В качестве примера рассмотрим изгибаемый железобетонный элемент с размером поперечного сечения 200×300 мм. Армирование элемента предусмотрено арматурой класса А 400 (верхняя сжатая арматура 2Ø8 мм и нижняя растянутая арматура 2Ø14 мм). Для определенности принято, что для изготовления бетона применялся нормальный и быстротвердеющий цемент ($s = 0,25$). Результаты расчетов представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Величины изгибающих моментов (кН·м), соответствующих исчерпанию прочности железобетонных элементов по нормальному сечению в возрасте t_0 с учетом старения бетона

Класс бетона	Время хранения в нормальных условиях перед нагружением, сут.				
	14	28	50	100	365
В15	30,67	34,85	36,69	37,34	37,39
В30	37,71	41,20	42,63	43,12	43,16
В60	43,42	45,91	46,92	47,26	47,29

Выполненные расчеты позволили выявить влияние процесса нарастания прочности тяжелого бетона во времени на основе теории старения, предложенной проф. Г.А. Гениевым, и установить при этом следующие закономерности:

– наиболее интенсивный рост прочности сечений железобетонных элементов при изгибе с учетом их хранения в нормальных условиях происходит в первые 14 сут. от момента изготовления. Так, значения $M_u(t_0)$ в изгибаемых элементах для рассматриваемых классов бетона в этом возрасте, соответственно, составили 88% для В15, 92% для В30 и 95% для В60 по отношению к аналогичным величинам в возрасте 28 сут.;

– анализ приведенных в таблице 1 результатов свидетельствует о том, что для низкопрочного бетона (В15) процесс его старения приводит к более существенному увеличению значений предельных изгибающих моментов, чем для бетонов средней (В30) и высокой (В60) прочности. В частности, через 100 сут. величины $M_u(t_0)$ превысили соответствующие значения в возрасте 28 сут. на 7,1% для бетона В15, на 4,7% для В30 и на 3,0% для В60;

– процессы, связанные со старением тяжелого бетона, в основном заканчиваются через 100 суток и дальнейшие изменения предельных изгибающих моментов не превышают 0,2%.

В заключение следует отметить, что поскольку представленная методика определения прочности изгибаемых железобетонных элементов по нормальному сечению с учетом старения бетона построена без привлечения эмпирических зависимостей, то можно говорить о возможности ее применения при любых классах бетона и арматуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст] / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 54 с.
2. Алмазов, В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евро нормам [Текст] / В.О. Алмазов. – М.: АСВ, 2007. – 216 с.
3. Никулин, А.И. Трансформирование диаграмм деформирования тяжелого бетона с учетом нарастания его прочности от времени [Текст] / А.И. Никулин, Д.Ю. Сотников, Д.В. Казаков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2008. – №3. – С. 22-28.
4. Сотников, Д.Ю. К определению трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов с учетом нарастания прочности бетона от времени [Текст] / Д.Ю. Сотников, А.И. Никулин, Д.В. Казаков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2009. – №2. – С. 38-42.
5. Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при за-проектных воздействиях [Текст] / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. – М.: АСВ, 2004. – 216 с.
6. Мадатян, С.А. Арматура железобетонных конструкций [Текст] / С.А. Мадатян. – М.: Воентехлит, 2000. – 256 с.

Казаков Д.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Аспирант, старший преподаватель кафедры «Городское строительство и хозяйство»
Тел.: +7 (4862) 73-43-65
E-mail: gsh@ostu.ru

Никулин А.И.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Городское строительство и хозяйство»
Тел. +7 (4862) 73-43-65
E-mail: gsh@ostu.ru

Сотников Д.Ю.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Старший преподаватель кафедры «Городское строительство и хозяйство»
Тел.: +7 (4862) 73-43-65
E-mail: gsh@ostu.ru

КУДРИНА Д.В.

К УЧЕТУ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ДОГРУЖЕНИЙ В ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ РАМ ПРИ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИИ

Предложена методика экспериментального определения динамических догрузений в преднапряженных железобетонных элементах рамно-стержневых систем при трещинообразовании. Выполнен расчет экспериментальных конструкций рам на различные варианты запроектного воздействия, предусматривающего разрушение конструкции по двум схемам: 1) разрушение по растянутой арматуре; 2) разрушение по сжатому бетону.

Ключевые слова: эксперимент, предварительное напряжение, двухпролетная рама.

The system of methods for the experimental definition of dynamic loadings in pre-stressed reinforced concrete elements in frame-core systems at crack formations is offered. The computation for experimental frame structures at various over-rated effects providing for structural damages according to two procedures: damages in tension reinforcement and damages in compressed concrete is carried out.

Key words: experiment, preliminary pressure, a two-flying frame.

В последнее время при сложившихся структурных изменениях в строительстве и проектировании зданий и сооружений известные методы расчета по предельным состояниям являются недостаточными в условиях неизбежного роста различных видов запроектных воздействий. В связи с этим появляется необходимость разработки таких подходов к исследованию состояния и проектированию строительных конструкций, которые максимально обеспечивали бы их безопасность при таких воздействиях. Особая роль здесь отводится созданию методов учета возможного внезапного выключения из работы отдельных элементов и связей конструктивной системы и влияния этого выключения на усилия и деформации в других элементах конструкции.

В настоящей работе исследования в такой постановке выполнены на основе методики и ранее разработанного алгоритма расчета живучести внезапно повреждаемых рамных систем [2-4] применительно к статически неопределимым железобетонным рамным стержневым системам с предварительно напряженной арматурой.

Был предложен способ экспериментального определения динамического догружения в преднапряженной арматуре железобетонных элементов рамно-стержневых конструктивных систем при загрузении их заданной проектной статической нагрузкой, приводящей к хрупкому разрушению сварного соединительного элемента, калиброванного под заранее фиксированное усилие хрупкого разрыва по сварному шву, что в свою очередь вызовет динамическое догружение в предварительно напряженных элементах конструктивной системы и приведет к мгновенному образованию трещин в железобетонном элементе.

Для его технической реализации были запроектированы две серии опытных двухпролетных рам. Рама каждой серии состоит из двух сборных ригелей, имеющих предварительно напрягаемый арматурный стержень, и трех стоек, объединенных закладными деталями с замоноличиванием стыков в двухпролетную сборно-монолитную раму (рисунок 1, а). Конструкции ригелей с преднапряженной арматурой представлены как опытные образцы РЛ-I-1, РП-I-1 (серия I), РЛ-II-1, РП-II-1 (серия II), конструкции стоек – как С-I-1, С-I-2 (серия I), С-II-1, С-II-2 (серия II).

Конструкции ригелей и стоек изготовлены из бетона класса В25. Конструкция ригеля принята сечением 120×40 мм длиной 1200 мм, стойки длиной 700 мм имеют сечение таких же размеров. Армирование сборных ригелей принято в виде плоских сварных каркасов Кр-1 с рабочей арматурой диаметром 5 мм класса Вр-I (В500). Поперечная арматура запроектирована из арматурных стержней диаметром 3 мм класса Вр-I (В500) с шагом 60 мм (см. рисунок 1). Стойки армированы плоскими сварными каркасами Кр-2 с рабочей арматурой 8 мм класса А-III (А400). В качестве преднапряженной арматуры принят не входящий в состав каркаса стержень

жень диаметром 6 мм класса А-IIIв (А400) – для образцов первой серии, диаметром 6 мм класса А-III (А400) – для образцов второй серии. На приопорных участках балок установлены закладные детали из листовой стали толщиной 8 мм, приваренные к рабочим стержням.

Каждый пролет рамы монтируется из ригелей и стоек одной серии. Ригели соединяются между собой поверху в растянутой зоне с помощью калиброванных под расчетный момент накладок – моментных связей М-1, состоящих из двух металлических пластин переменного сечения, соединенных сварным швом (рисунок 1, б). При этом сварной шов выполняется так, что при внутренних усилиях в узле системы, возникающих от приложенной заданной статической нагрузки, происходит его внезапное хрупкое разрушение, вызывающее динамическое догружение в предварительно напряженных элементах конструктивной системы, в результате которого растягивающее усилие в этих элементах приводит к образованию «фиксированной» трещины. Фиксирование трещины осуществляется путем уменьшения сечения железобетонного элемента в местах приложения сосредоточенной нагрузки, выполненного с помощью выреза в бетоне при изготовлении элементов конструктивной системы (узел А, рисунок 2, б).

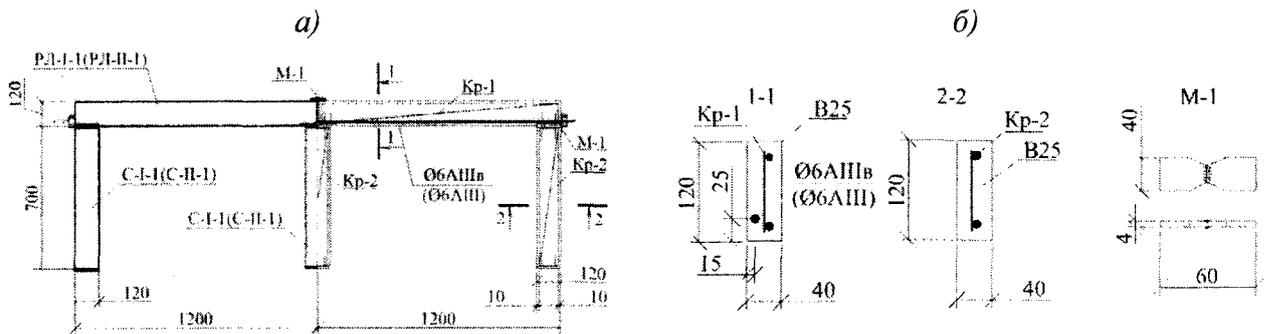


Рисунок 1 – Схема конструкции предварительно напряженной железобетонной рамы: а – схема опалубочного чертежа и чертежа армирования; б – поперечные сечения 1-1 и 2-2, прокалиброванный соединительный элемент М-1

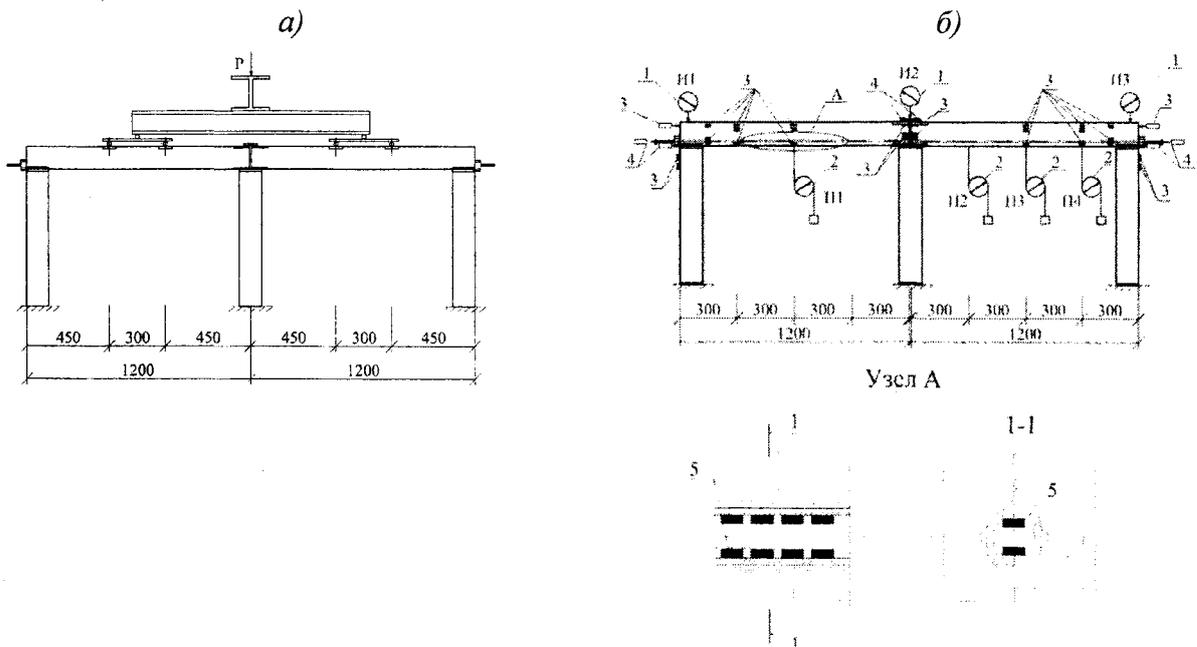


Рисунок 2 – Схемы нагружения опытных конструкций (а) и расстановки измерительных приборов (б): 1 – индикаторы часового типа; 2 – прогибомеры; 3 – тензорезисторы; 4 – тензорезисторы на соединительных элементах и концах напрягаемого арматурного стержня; 5 – тензорезисторы в пазах напрягаемого арматурного стержня

Аналогично соединяются ригели с крайними стойками. Пространство между торцами ригелей на промежуточной опоре и в местах сопряжения ригелей и стоек замоноличивается мелкозернистым бетоном класса В30.

Параллельно с изготовлением основных образцов изготавливаются вспомогательные бетонные кубы и призмы, предназначенные для получения фактических прочностных и деформационных характеристик бетона на момент испытаний.

Испытание рам производится на специально разработанном стенде, предложенном в работе [1], который представляет собой сварную конструкцию из прокатных профилей с механической рычажной установкой, используемой для нагружения испытываемой конструкции. До проектной нагрузки ригели нагружаются двумя сосредоточенными силами в середине каждого пролета (см. рисунок 2, а). При этом нагрузка прикладывается поэтапно, доводя опытные образцы до разрушения. Конструкция выдерживается не менее 10 мин. на каждом уровне, в это время фиксируется появление и характер развития трещин, результаты измерений прогибов ригеля, углов поворота, ширины раскрытия трещин, а также деформации бетона.

В экспериментальных образцах непосредственно перед нагружением образцов производится предварительное напряжение рабочей арматуры в ригеле, для выполнения которого предложено следующее техническое решение. В существующей металлической опалубке изначально просверливаются отверстия диаметром 16 мм на расстоянии 25 мм до центра таких отверстий от низа опалубки. В этих отверстиях закрепляются расположенные на всю длину образца каналобразователи в виде металлопластиковой трубы с внутренним диаметром 10 мм, в которые затем помещается преднапрягаемый арматурный стержень. Параллельно с подготовкой опалубки к торцам арматурных стержней класса А-IIIв и А-III диаметром 6 мм длиной 2400 мм привариваются стержни класса А-III диаметром 8 мм длиной 120 мм с каждой стороны, на которых выполняется резьба с шагом 1,75 мм. Усилие предварительного напряжения создается механическим способом с помощью устроенной по концам стержней каждой из серий резьбы, специальных упорных шайб и гаек. Величина предварительного напряжения при испытании образцов определяется по замеряемому с помощью тензорезисторов удлинению свободных концов арматурного стержня.

Для измерения перемещений ригелей используются индикаторы часового типа и прогибомеры, устанавливаемые в середине и четвертях каждого пролета рамы. Измерение продольных деформаций сжатого и растянутого бетона, соединительных элементов и напрягаемого арматурного стержня производится с помощью метода электротензометрии. Расстановка механических приборов и тензорезисторов показана на рисунке 2, б.

Для определения теоретических параметров опытных образцов был использован алгоритм расчета живучести внезапно повреждаемых рамных систем, предложенный в работе [2]. Рассмотрены две схемы разрушения, вызванные внезапным выключением из работы одного из соединительных элементов исходной конструктивной системы, что, соответственно, приведет к изменению заданной расчетной схемы (рисунок 3, а). В первом случае возникновение приращения динамических напряжений в оставшихся неразрушенными элементах конструкции рамы приведет к достижению в рабочей арматуре ригеля усилия, превышающего его предельное разрушающее значение, второй случай разрушения произойдет по сжатому бетону.

Для рассматриваемых опытных образцов двухпролетной рамы расчетом были определены значения предельных моментов M_u , соответствующие исчерпанию несущей способности ригеля по нормальному пролетному и опорному сечениям. Для первой схемы разрушения при одинаковой площади рабочей арматуры опорных и пролетных участков $A_s=19,6 \text{ мм}^2$ и площади предварительно напряженного арматурного стержня $A_{sp}=28,3 \text{ мм}^2$ предельное значение момента составляет 2,48 кН·м. Соответственно, расчетом были определены момент трещинообразования M_{erc} ригеля, который составил 1,14 кН·м, и момент M_{rp} , возникающий от усилия предварительного обжатия $P=9,45 \text{ кН}$, равный 0,512 кН·м. Предварительное напряжение рабочей арматуры ригеля принимается $\sigma_{sp}=0,85R_{s,ser}$, что составило для образца первой серии после учета первых потерь 334 МПа.

Аналогичным образом была рассчитана и запроектирована опытная рама второй серии с тем отличием, что армирование ригеля подобрано таким образом, что в результате запроектного воздействия, вызванного внезапным выключением связи средней стойки с ригелем, опорные и пролетные моменты не превысят их предельного значения $M_u=2,2$ кН·м. Для этой серии опытных образцов момент трещинообразования M_{crc} ригеля с предварительно напрягаемым арматурным стержнем диаметром 6 мм класса АIII с $A_{sp}=28,3$ мм² составил 1,03 кН·м, а момент M_{rp} , возникающий от усилия предварительного обжатия $P=5,84$ кН – 0,317 кН·м. Предварительное напряжение рабочей арматуры ригеля принято $\sigma_{sp}=0,85R_{s,ser}$, что составило после учета первых потерь 206 МПа.

Методикой испытания предусмотрено нагружение опытной конструкции рамы статической нагрузкой $P=0,95P_{crc}$, которая вызовет хрупкое разрушение прокалиброванного соединительного элемента и, тем самым, внезапное разрушение опорного сечения в зоне сопряжения ригелей и средней стойки конструкции. Значение этой нагрузки составило 4,75 и 6,6 кН для первой и второй серий соответственно, и от каждой из этих нагрузок были построены эпюры моментов (рисунок 3, б). После внезапного выключения из работы связи пролеты и оставшиеся неразрушенными опорные узлы рамно-стержневой конструкции, помимо действующих моментов от эксплуатационной нагрузки M^e_{n-1} , должны дополнительно воспринять с обратным знаком момент, действовавший ранее в узле сопряжения ригелей и средней стойки, и импульсивно передающийся на неразрушенные части конструкции, а мгновенное образование трещин в бетоне растянутой зоны приведет к передаче усилия от предварительного обжатия на рабочую арматуру (рисунок 3, в).

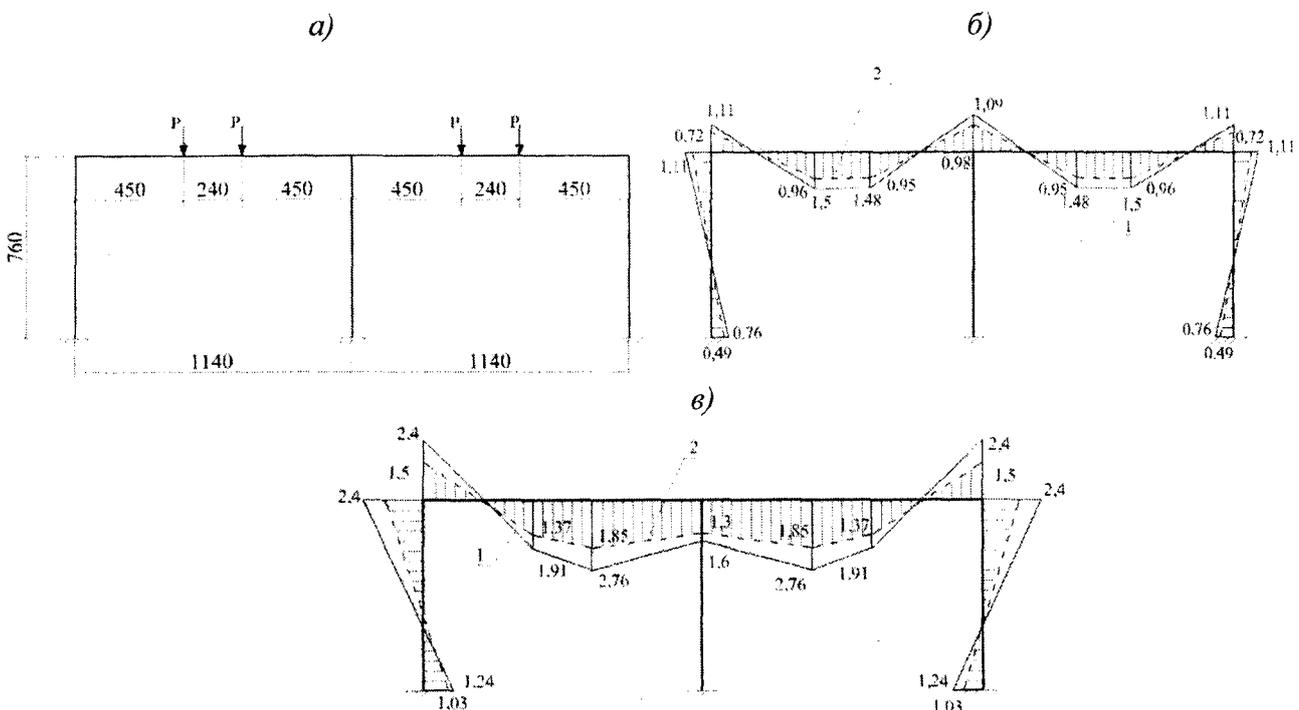


Рисунок 3 – К анализу схем разрушения опытной конструкции первой серии при запроектном воздействии: а – расчетная схема заданной n -раз статически неопределимой системы; б – эпюры моментов в заданной конструктивной системе для образцов первой (кривая 1) и второй (кривая 2) серий; в – суммарная эпюра моментов M^d от воздействия проектной и внезапной запроектной нагрузок для образцов первой (кривая 1) и второй (кривая 2) серий

Сравнение полученных расчетом данных с предельным разрушающим моментом показало, что в первом случае в результате внезапного выключения связи средней стойки с ригелем пролетные моменты ($M=2,76$ кН·м) достигнут своего предельного разрушающего зна-

чения ($M_u=2,48$ кН·м), т.е. разрушение ригелей опытной конструкции рамы будет происходить по растянутой рабочей арматуре. Во втором случае будет иметь место разрушение по сжато-бетону без достижения в рабочей арматуре предельного разрушающего значения ($M=1,85$ кН·м $< M_u=2,2$ кН·м).

Предложенная методика и результаты численных расчетов опытных конструкций позволили подготовить исходную информацию для проведения экспериментальных исследований по определению динамических догрузений в преднапряженных железобетонных элементах рам при трещинообразовании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ветрова, О.А. К разработке методики экспериментальных исследований эволюционно и внезапно повреждаемых рамно-стержневых железобетонных конструкций в предельных состояниях [Текст] / О.А. Ветрова, В.И. Колчунов // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2005. – №1-2. – С. 9-13.

2. Клюева, Н.В. Алгоритм расчета рамно-стержневых конструкций с внезапно выключающимися связями [Текст] / Н.В. Клюева, О.А. Ветрова, Н.Б. Андросова // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2005. – №2. – С. 50-62.

3. Клюева, Н.В. К анализу живучести внезапно повреждаемых рамных систем [Текст] / Н.В. Клюева, В.С. Федоров // Научно-технический журнал «Строительная механика и расчет сооружений». – М: ФГУП НИЦ «Строительство», 2006. – №3. – С. 7-13.

4. Милейковский, И.Е. Неординарный смешанный метод зависимостей систем с элементами сплошного и составного сечения [Текст] / И.Е. Милейковский, В.И. Колчунов // Известия вузов. Строительство, 1995. – №7-8. – С. 32-37.

Кудрина Д.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Аспирант, ассистент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: oantc@ostu.ru

КУЗНЕЦОВ И.Н., ЛЕДЕНЕВ В.В., ТИХОМИРОВ В.Г.

ПРИМЕНЕНИЕ НЕЙРОННЫХ СЕТЕЙ ПРИ ОБРАБОТКЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ

Описано применение современного математического метода нейронных сетей для обработки данных, полученных при испытании строительных конструкций. Раскрыт принцип работы нейронных сетей. Приведены основные этапы обработки экспериментальных данных нейронной сетью и примеры использования.

Ключевые слова: *стальная рама, нейронные сети, дефекты основания, обработка экспериментальных данных.*

Applications of modern mathematical method of neural networks for processing of data which findings in the testing of building construction are described. Principles of working of neural networks are discovered. Main stages of processing of experimental data by means of neural networks and examples of using are presented.

Keywords: *steel frame, neural networks, defects of the basis, processing of experimental data.*

Постановка задачи

Задача установления зависимостей между многими изменяющимися в процессе эксперимента параметрами весьма сложна и трудоемка. На это указывает ряд исследователей [1, 2, 3]. В качестве выходной информации в большинстве случаев исследователи представляют громоздкие таблицы или развернутые эмпирические формулы с коэффициентами, значения которых определяются по графикам зависимостей или по таблицам, что весьма трудоемко. Такие экспериментальные зависимости с трудом внедряются в практику проектирования. Это замедляет совершенствование методов расчета.

На кафедре «Конструкции зданий и сооружений» Тамбовского государственного технического университета проводятся многолетние экспериментально-теоретические исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) стальных одноэтажных однопролетных рам [3, 6]. Целью исследований является уточнение методов определения НДС стальных рам разной жесткости на естественном грунтовом основании с дефектами. Описание экспериментов и особенностей конструктивного решения моделей рам дано в [6].

Рассматривается методика обработки и использования экспериментальных данных с помощью современного математического инструмента нейронных сетей.

Теоретические аспекты проектирования нейронных сетей

Современные исследования в области искусственных нейронных сетей уходят своими корнями в 40-е годы XX века, когда нейроанатом Мак-Каллок и математик Питц, занимаясь вопросами представления событий в нервной системе, получили формализованную модель нейрона. Они показали, что нейронная сеть (т.е. объединение формальных нейронов), сконфигурированная подходящим образом, обладает большим вычислительным потенциалом. Основная идея заключается в том, что нейроны можно довольно просто моделировать, а сложность мозга человека и присущие ему качества обработки разнообразной информации определяются межнейронными связями.

Искусственные нейронные сети не являются полным аналогом человеческого мозга, но вместе с тем обладают способностью самонастройки в соответствии с окружающими условиями. Эта способность делает нейронные сети удобным инструментом для решения многих задач. В настоящее время нейронные сети находят свое применение в таких различных областях, как распознавание образов, обработка сигналов, анализ временных рядов, управление объектами и т.д. Мы применяем нейронные сети для аппроксимации функциональных зависимостей, описывающих напряженно-деформированное состояние строительных конструкций.

Под нейронной сетью понимается устройство, состоящее из достаточно большого числа элементарных единиц обработки информации (нейронов), накапливающих экспериментальные знания и предоставляющих их для последующей обработки [4]. Информация поступает в нейронную сеть и используется в процессе обучения. Для накопления знаний используются связи между нейронами, называемые синаптическими весами.

Согласно [5] представим подробную модель формального нейрона (рисунок 1).

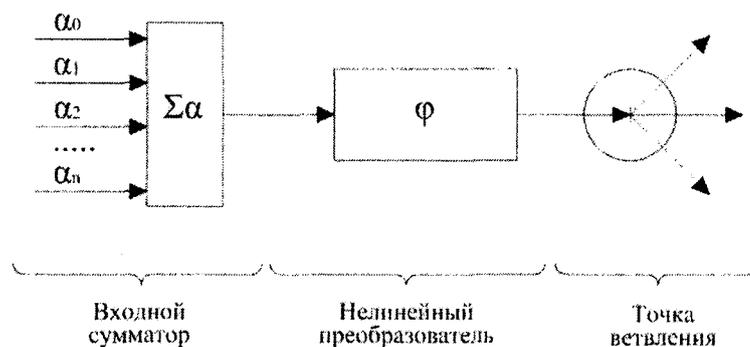


Рисунок 1 – Модель формального нейрона

Сумматор вычисляет скалярное произведение вектора входного сигнала $x=(x_1, \dots, x_n)$ и вектора параметров $\alpha=(\alpha_1, \dots, \alpha_n)$ и добавляет к полученному значению α_0 . Сумматор действует по формуле $(x, \alpha) + \alpha_0$, где (x, α) – скалярное произведение векторов. Нелинейный преобразователь получает на вход скаляр u и преобразует его с помощью функции активации φ в скаляр $\varphi(u)$. Затем сигнал рассылается по нескольким получателям посредством точки ветвления.

Формальные нейроны соединяются произвольным образом, составляя нейронные сети. Топология соединений определяет архитектуру сети. В наших исследованиях мы используем трехслойный персептрон, для которого характерно наличие входного, скрытого и выходного слоев нейронов (рисунок 2). Нейроны первого слоя получают входные сигналы и, преобразуя их через точки ветвления, передают нейронам второго слоя. Далее срабатывает второй слой, передающий их на выходной слой для непосредственного использования. Число нейронов в скрытом слое может быть любым, и не связано с количеством нейронов в других слоях. Число нейронов во входном слое определяется размерностью пространства входных векторов, а в выходном слое – размерностью пространства выходных векторов.

Свойства персептрона для задач аппроксимации обусловлены приведенной ниже теоремой об универсальной аппроксимации [4].

Пусть $\varphi(\cdot)$ – ограниченная, монотонно возрастающая, непрерывная скалярная функция скалярного аргумента. Обозначим I_m – m -мерный единичный гиперкуб $[0,1]^m$. Под символом $C(I_m)$ будем понимать пространство непрерывных на I_m функций. Тогда для любой функции $f \in C(I_m)$ и для любого $\varepsilon > 0$ существует такое целое число m_1 и множество действительных констант α_i, b_i и w_{ij} , где $i=1, \dots, m_1, j=1, \dots, m$, что

$$F(x_1, \dots, x_m) = \sum_{i=1}^{m_1} \alpha_i \varphi \left(\sum_{j=1}^m w_{ij} x_j + b_i \right) \quad (1)$$

является реализацией аппроксимации функции $f(\cdot)$, т.е. $|F(x_1, \dots, x_m) - f(x_1, \dots, x_m)| < \varepsilon$ для всех x_1, \dots, x_m , принадлежащих входному пространству.

Приведенная теорема непосредственно применима к трехслойному персептрону, т.к. выражение (1) описывает выходной сигнал персептрона. Действительно, обозначив m – число входов персептрона, m_1 – число нейронов в скрытом слое, w_{ij} – весовые коэффициенты синаптических связей, соединяющих нейроны входного и скрытого слоев, b_i – величина смещения для i -го нейрона скрытого слоя, α_i – весовые коэффициенты синаптических связей, соединяющих нейроны скрытого и выходного слоев, ε – ошибка обучения, с учетом рисунка 1 и комментариев к нему получим соотношение (1). Отметим, что выбор функции, удовлетворяющей условиям теоремы, достаточно произволен, например, можно положить $\varphi(u) = th(u)$. Легко проверить, что $-1 \leq th(u) \leq 1$ – ограничена, монотонно возрастает, и, кроме того, обладает гладкостью, что полезно при обучении.

Теорема об универсальной аппроксимации является теоремой существования, т.е. доказательством возможности аппроксимации любой непрерывной функции. Однако она не дает рекомендаций по выбору параметров α_i , b_i , w_{ij} , ε . Поэтому они определяются в процессе моделирования.

Основным параметром, управляющим качеством обобщения информации нейронной сетью является количество нейронов m_1 в скрытом слое, определяемое экспериментально. Первоначально выбрали персептрон с одним нейроном в скрытом слое и обучили его.

Под обучением понимается подбор параметров (весов синаптических связей w_{ij} , α_i и смещений b_i) посредством одной из разновидностей алгоритма обратного распространения ошибок. Процесс состоит в следующем: сначала весам синаптических связей придаются малые случайные значения (случайная инициализация). Затем на входной слой подаются подготовленные векторы из обучающей выборки, рассчитывается значение выходного вектора нейросети. После чего сравнивается этот вектор и эталонный (из выборки). Чем больше разница ε между указанными векторами, тем сильнее корректируются весовые значения синаптических связей. Действия носят итерационный характер и продолжаются до тех пор, пока не будет достигнута заданная точность ε (малая ошибка обучения) или обучающая выборка не будет пройдена заданное количество раз (эпох обучения).

Нами был выбран персептрон с одним нейроном в скрытом слое, но оказался неудачным, поскольку не удалось достигнуть малой ошибки обучения даже при большом количестве эпох обучения. На следующем шаге задали два нейрона в скрытом слое. Полученная нейронная сеть уже лучше, но по-прежнему неадекватно приближала данные и выдавала слишком большие ошибки обучения. Следующим шагом был выбор трех нейронов, что привело к существенному уменьшению ошибки обучения. Дальнейшее наращивание структуры сети за счет увеличения количества нейронов не привело к дальнейшему уменьшению точности аппроксимации, поэтому остановились на 3 нейронах в скрытом слое (рисунок 2).

Отметим, что задача аппроксимации решается персептроном неоднозначно даже при фиксированных параметрах m , m_1 , ε , хотя бы в силу случайности инициализации, поэтому часть экспериментальных данных резервируется для тестирования, целью которого является проверка способности полученной сети к обобщению. Результатом анализа и обработки экспериментальных данных являются функциональные зависимости, реализованные нейронной сетью по формуле (1).

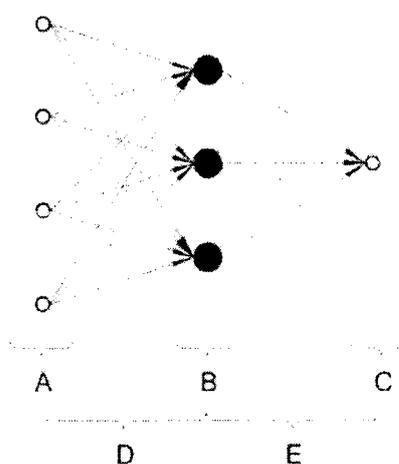


Рисунок 2 – Структурная схема персептрона: А – входной слой (исходные данные); В – скрытый слой (нейроны); С – выходной слой; D – после скалярного умножения сигнал поступает в каждый нейрон скрытого слоя, где подвергается действию нелинейного преобразования $\varphi(u)$, со смещением, рассчитываемым в процессе обучения; E – полученный сигнал рассматривается как входной вектор для выходного слоя, размерность которого равняется числу нейронов скрытого слоя, линейно взвешивается и полученный сигнал подается на выход. Результатом является нейронная сеть, обученная для каждого эксперимента

С каждым экспериментом была связана нейронная сеть, которая выбиралась из нескольких в соответствии со следующими критериями оптимальности:

- адекватность функционирования сети на тестовой выборке;
- минимальные ошибки обучения сети (среднеквадратическая, нормализованная);
- максимальное значение коэффициента корреляции, близкое к 1.

Далее рассмотрим практические аспекты работы с нейронными сетями.

Этапы работы с нейронной сетью

1 этап. Создание исходной базы экспериментальных данных.

2 этап. Определение основных параметров нейронной сети: число скрытых слоев, число нейронов скрытого слоя, функция активации нейрона, алгоритма обучения, параметры выходного слоя.

3 этап. Обучение нейронной сети на экспериментальных данных.

4 этап. Тестирование сети с определением адекватности ее функционирования на тестовой выборке (рисунок 3). Анализ критериев оптимальности:

- MSE – среднеквадратическая ошибка обучения (должна стремиться к 0);
- NMSE – нормализованная ошибка обучения (должна стремиться к 0);
- MAE – средняя абсолютная ошибка;
- Min Abs Error – минимальная из ошибок обучения;
- Max Abs Error – максимальная из ошибок обучения;
- kr – коэффициент корреляции (показывает силу зависимости между «входами» и «выходами», должен стремиться к 1).

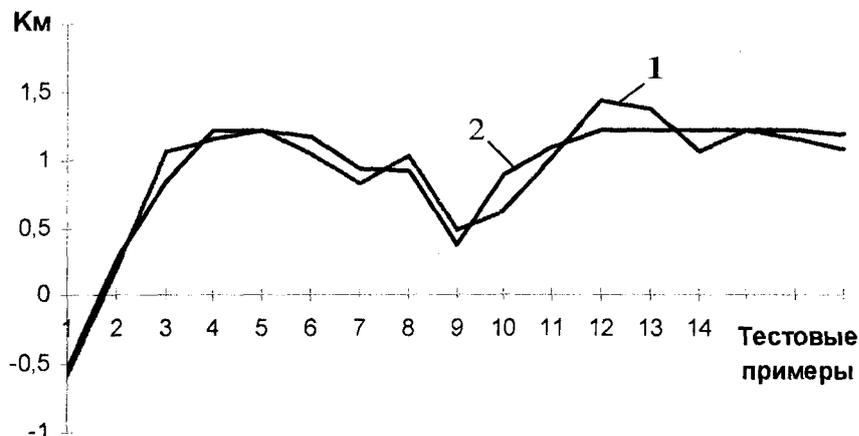


Рисунок 3 – Графики тестирования нейронной сети для получения поправочных коэффициентов влияния изгибающих моментов (k_m) в стойках стальной рамы в эксперименте при разной плотности грунтового основания под фундаментами [6]. Зависимости, полученные по экспериментальным данным (1) и по выходным нейронной сети (2)

5 этап. Написание программы, например, в Microsoft Office Excel средствами Microsoft Visual Basic для использования нейронной сети в диалоговом режиме с запросом исходных данных и выводом результатов.

6 этап. Применение нейронной сети в практических целях, например, для уточнения НДС стальных рам производственных зданий.

Выводы

Нейронные сети были применены для обработки результатов экспериментов с моделями стальных рам при наличии дефектов грунтового основания и изменяющейся жесткости системы [6].

Основные преимущества применения нейронных сетей для обработки экспериментальных данных:

- обработка баз данных унифицированным способом;
- настройка нейроструктуры управлением малым числом параметров;
- получение точных зависимостей с учетом особенностей исходной базы данных;
- значительное уменьшение времени на поиск оптимальных зависимостей для описываемого процесса;
- применение для работы широко распространенных программ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Беленя, Е.И. Исследования действительной работы стальных каркасов производственных зданий – исходная база при реконструкции промзданий [Текст] / Е.И. Беленя // Пром. стр-во. – 1982. – №2. – С. 12-14.

2. Белый, Г.И. К определению неблагоприятных сочетаний нагрузок при расчете рамных конструкций по деформированной схеме [Текст] / Г.И. Белый // Металлические конструкции и испытания сооружений. – Л., 1986. – С. 37-42.

3. Варечкин, С.А. Исследование совместной работы П-образных стальных рам с песчаным основанием [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / С.А. Варечкин. – Воронеж, 2004. – 20 с.

4. Хайкин, С. Нейронные сети [Текст]: полный курс, 2-е издание.: Пер. с англ. – М.: Издательский дом «Вильямс», 2006. – 1104 с.

5. Горбань, А.Н. Нейроинформатика [Текст] / В.Л. Дунин-Барковский, А.Н. Кирдин и др. – Новосибирск: Наука. Сибирское предприятие РАН, 1998. – 296 с.

6. Кузнецов, И.Н. Напряженно-деформированное состояние одноэтажных однопролетных стальных рам на сжимаемом основании [Текст] / О.В. Евдокимцев, В.В. Леденев // Вестник Центрального регионального отделения РААСН, 2008. – Вып. 8. – С. 209-216.

Кузнецов И.Н.

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов

Аспирант кафедры «Конструкции зданий и сооружений»

Тел.: 8-915-669-36-32

Тел./факс: +7 (4752) 47-64-50

E-mail: ilyakuznetsov83@mail.ru

Леденев В.В.

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Конструкции зданий и сооружений»

Тел.: +7 (4752) 63-03-80

Тихомиров В.Г.

Тамбовский государственный технический университет, г. Тамбов

Кандидат педагогических наук, старший преподаватель кафедры «Прикладная математика и механика»

Тел.: +7 (4752) 63-20-17

E-mail: tivagen@bk.ru

ОСОВСКИХ Е.В., КОЛЧУНОВ В.И.

К ВОПРОСУ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛАТФОРМЕННЫХ СТЫКОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ ПАНЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Приведены результаты анализа численного моделирования напряженно-деформированного состояния платформенных стыков многоэтажных зданий из панельных элементов в сопоставлении с результатами экспериментальных исследований. Показано, что при проектировании платформенных стыков в зданиях повышенной этажности простое экстраполирование решений за пределы имеющихся экспериментально-теоретических обоснований недостаточно корректно.

Ключевые слова: платформенный стык, нелинейный расчет, экспериментальные исследования.

The analytical results of computational modeling a deflected mode in platform joints in multistory buildings erected of panel elements in comparison with the results of experimental researches are presented. It is shown that at the design of platform joints in buildings with an increased number of storeys the simple extrapolation solutions beyond the bounds of existing experimental creative substantiations is not correct enough.

Keywords: platform joint, nonlinear calculation, experimental researches.

До 90-х годов прошлого века основные объемы строительства массового жилья обеспечивались крупнопанельным домостроением и многоэтажными кирпичными зданиями. За последние годы принципиально изменились типы конструктивных решений жилых зданий, значительно расширилась номенклатура применяемых конструкций, изменились технологии их изготовления и возведения. По высотности жилых и общественных зданий городов России равняются на мегаполисы, часто не имея при этом сколько-нибудь серьезных оснований, кроме амбициозных претензий.

Сегодня многообразие архитектурно-конструктивных систем жилых зданий представлено модифицированными панельными зданиями нового поколения со смешанными решениями, монолитными и сборно-монолитными каркасными зданиями со стержневыми и плоскими несущими элементами, с каркасом в переставной опалубке и устройством многослойных несущих стен, ширококорпусными зданиями в кирпично-панельном исполнении [1, 2]. Одних только названий современных архитектурно-конструктивных систем существует несколько десятков. К сожалению, многие из них имеют в лучшем случае архитектурные и эскизные конструктивные чертежи. Расчеты в ряде случаев носят иногда поверхностный характер, а экспериментальные проверки новых технических решений и вовсе отсутствуют. Резюмируя сказанное, можно прийти к выводу, что современная архитектурно-строительная система «навешивается» на ранее применявшиеся конструктивные системы, подтвержденные в свое время широкомасштабными экспериментально-теоретическими исследованиями, многовариантными расчетами и практикой применения.

В общем случае определение усилий в несущих элементах зданий и их проектирование выполняется с использованием расчетных схем различных уровней, от пространственной – на этапе расчета здания в целом, до поэлементной – для детального исследования работы отдельных узлов и фрагментов здания – на этапе статического и конструктивного расчетов [3].

Использование расчетных схем первого уровня позволяет достаточно полно описывать работу здания в целом, в том числе получить величину погонной нагрузки в любом горизонтальном сечении несущих стен.

Расчет отдельных конструктивных элементов по схемам второго уровня на полученную из общего пространственного расчета нагрузку выполняется с привлечением современ-

ных расчетных моделей железобетона [4].

В последние годы значительно возросла этажность многоэтажных зданий из панельных элементов и увеличился шаг несущих стен. В связи с этим накопленные экспериментальные данные предыдущих лет, вполне обеспечивавшие потребности проектирования зданий массовых типовых серий, в настоящее время оказались недостаточными. Попытка же использовать только численные методы для расчета рассматриваемых стыковых соединений и на этой основе экстраполировать полученные ранее результаты за пределы имеющихся экспериментально-теоретических исследований естественно сказывается на надежности таких методов расчета и связана с определенными трудностями как вычислительного, так и методологического характера.

В частности, если речь идет о моделировании конструкций платформенных стыков, то при их расчете используются расчетные зависимости, апробированные экспериментальными исследованиями, проведенными более 20 лет назад на конструкциях прочностью 20-30 МПа при толщине стен 140-180 мм применительно к 9-10 этажным зданиям [5].

Для анализа такого подхода в качестве примера рассмотрим разработанный Орловским государственным техническим университетом и Орловским АНТЦ РААСН 17-этажный жилой дом с несущим внутренним каркасом из железобетонных панельных элементов, изготавливаемых с использованием модифицированной опалубки бывшей серии 25 с шагом несущих стен до 6,4 м [6].

Наружный контур здания выполняется в виде стен из штучных материалов с поэтажным опиранием на специально разработанные *L*-образные балки с термовкладышами, связывающие торцы поперечных панелей. В местах опирания обвязочных балок предусмотрена установка дополнительных продольно располагаемых коротких панелей, которые образуют *T*-образное соединение с поперечной панелью. Такое решение снижает интенсивность нагружения торцов поперечных панелей и повышает общую устойчивость рассматриваемой конструктивной схемы здания. Сопряжение перекрытий из многопустотных плит высотой 220 мм с несущими внутренними стенами осуществляется посредством платформенных стыков.

Для исследуемого каркаса здания с использованием расчетной схемы первого уровня (рисунок 1) были определены наиболее нагруженные части стен первого этажа и вычислены соответствующие погонные нагрузки. Максимальные величины нагрузок на погонный метр стыкового платформенного соединения для несущих стен толщиной 200 мм составили 1150 кН.

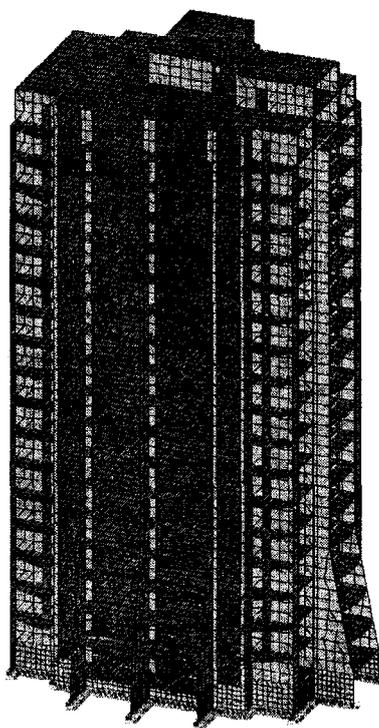


Рисунок 1 – Расчетная схема 17-этажного жилого дома

Численное моделирование работы стыка (рисунок 2) методом конечных элементов было выполнено с использованием программного комплекса «Лира». Рассмотрен плоско-напряженный фрагмент платформенного стыка при различных вариантах его конструктивного исполнения. Исследовано распределение напряжений для случая выполнения стыка по проекту с заполнением вертикального шва между торцами панелей перекрытия раствором марки 200 и без заполнения этого шва, влияние возможного неполного заполнения растворного шва с одной и с двух сторон стыка, смещения панели в плане, армирование растворного шва дополнительной сеткой и другие варианты.

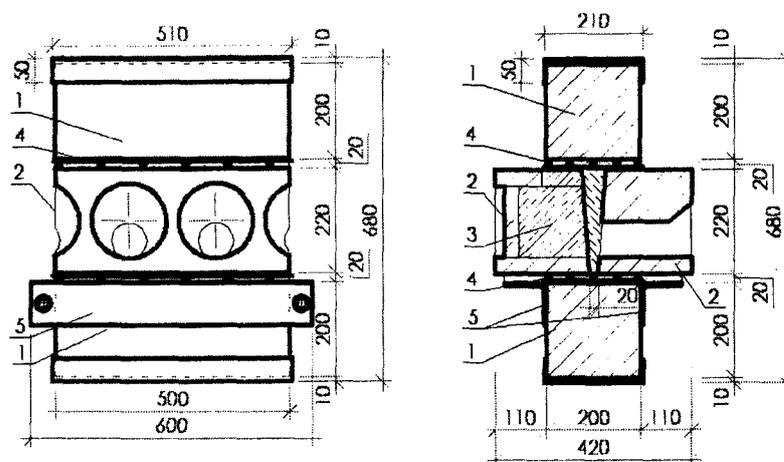


Рисунок 2 – Конструкция опытного образца: 1 – бетонная призма; 2 – фрагмент плиты перекрытия; 3 – бетонный вкладыш; 4 – армированный растворный шов; 5 – поддерживающие конструкции

Установлено, что при проектном заполнении шва раствором трещинообразование начинается при величине нагрузки, равной 45% от разрушающей, в месте стыка плит по растворному шву (рисунок 3, I-а). При величине нагрузки в 90% от разрушающей зона образования трещин полностью охватывает плиты в зоне стыка, происходит локальное разрушение угловых зон стеновых панелей (рисунок 3, I-б). Разрушение стыка в соответствии с численным расчетом происходит при нагрузке 2750 кН вследствие исчерпания несущей способности материала плит и прилегающих зон стеновых панелей (рисунок 3, I-в).

При отсутствии заполнения вертикального шва относительные деформации узла (рисунок 5, графики 6, 7) увеличиваются по сравнению с деформациями того же узла, выполненного по проекту (графики 4, 5). При уровне нагрузки, составляющей 80% от расчетной (что соответствует проектным нагрузкам на исследуемый стык) продольные деформации стыка на базе 320 мм увеличиваются на 42%, поперечные деформации на базе 210 мм – в два раза.

Одновременно изменяется процесс образования и развития трещин. При нагрузке, составляющей 30% от разрушающей, начинается образование трещин в стеновых панелях (рисунок 3, II-а). По мере роста нагрузки до уровня 85% от разрушающей трещинообразование в панелях увеличивается, одновременно происходит разрушение части материала от сжимающих усилий, как в стеновых панелях, так и в плитах (рисунок 3, II-б). Разрушение стыка происходит с образованием пересекающей стык вертикальной трещины (рисунок 3, II-в). Разрушающая нагрузка по сравнению с проектным решением снижается на 9% и составляет 2500 кН.

Если же при этом и горизонтальный шов заполнен не полностью, то несущая способность стыка снижается еще больше. В рассмотренном примере (рисунок 3, III) уменьшение с одной стороны стыка ширины постели раствора с 9 до 7 см дополнительно снижает несущую способность стыка на 18%.

Для установления фактической несущей способности описанного платформенного стыка здания высотой до 17 этажей и схем его разрушения была разработана методика и

проведены экспериментальные исследования натуральных фрагментов платформенных стыков.

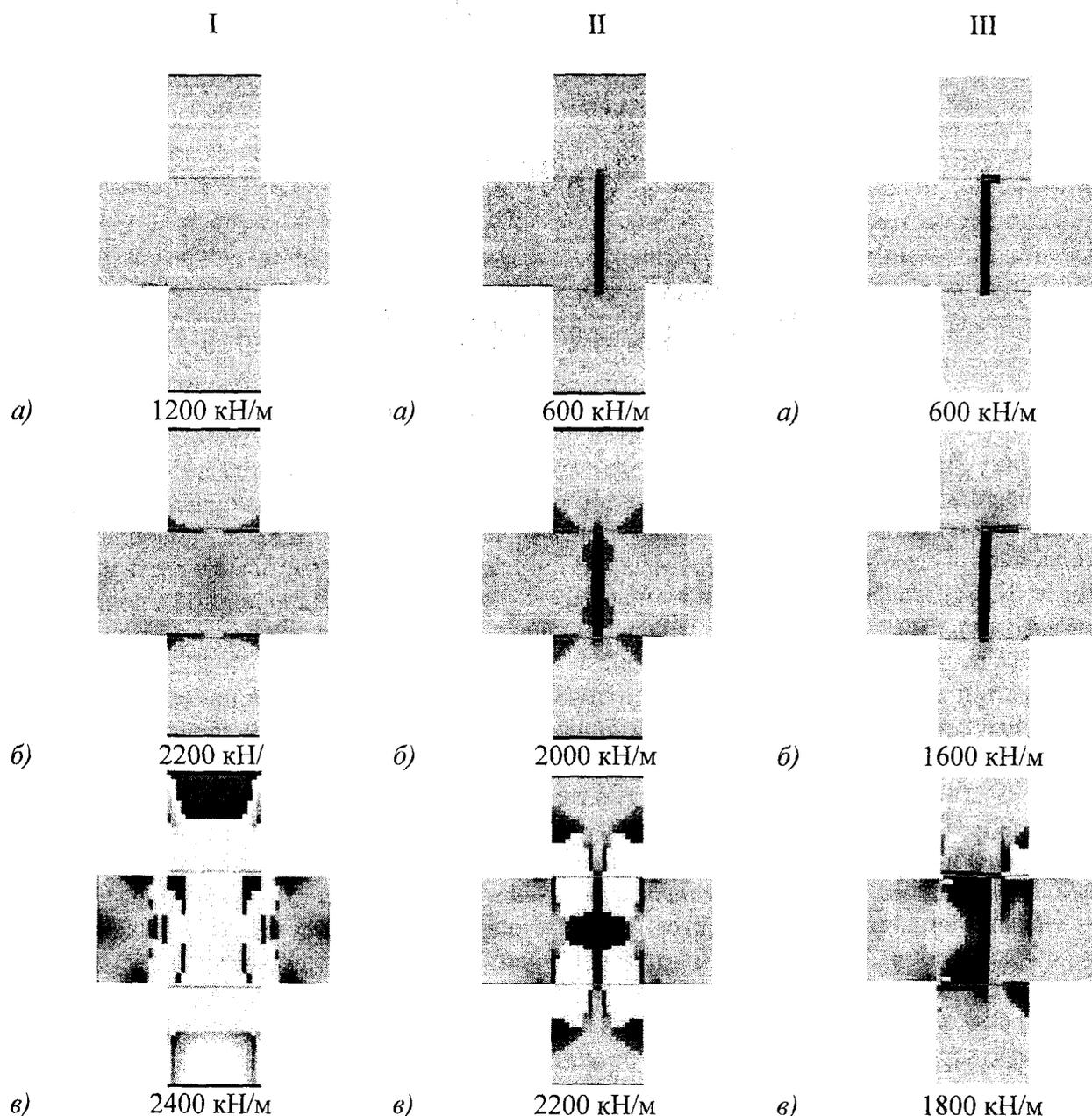


Рисунок 3 – Стадии напряженно-деформированного состояния платформенного стыка: I – вариант с заполнением вертикального шва раствором; II – то же, без заполнения; III – то же, с частичным заполнением горизонтального шва; а – начало образования трещин; б – стадия, предшествующая разрушению; в – разрушение

Для экспериментальных исследований были изготовлены два образца платформенного стыка, представляющие собой сопряжение бетонных призм высотой 200 мм, имитирующих фрагменты внутренних стеновых панелей, и торцевых частей многопустотных плит перекрытия (рисунок 4).

Опытные образцы бетонных призм, имитирующих фрагменты внутренних стеновых панелей, были выполнены из бетона класса В30 и не имели армирования. Фрагменты плит перекрытия были вырезаны из типовых многопустотных плит, изготовленных из бетона класса В20. На стадии изготовления отверстия в торцах плит заполнялись бетоном класса В25 с дальнейшей совместной пропаркой плиты и бетона замоноличивания торцов плит.



Рисунок 4 – Общий вид испытания

В силу ограничений, накладываемых габаритами и типом испытательного оборудования, размер опытных образцов платформенного стыка по длине был принят равным 500 мм.

В первом образце были применены торцевые части одной и той же плиты – одна часть с заполнением пустот бетонными вкладышами и противоположная часть с отверстием малого диаметра, образованным пуансоном при изготовлении плиты. Для фиксации положения частей стыка при монтаже на стенде был использован специально изготовленный металлический бандаж из пластин и шпилек с гайками.

Верхний и нижний горизонтальные швы стыкового соединения были выполнены из цементно-песчаного раствора марки М200 толщиной 20 мм с добавлением суперпластификатора С-3, с армированием сеткой из проволоки класса Вр-I (В500) диаметром 4 мм и ячейкой 50×50 мм. Вертикальный шов заполнялся тем же раствором, что и горизонтальные швы.

Второй образец был выполнен аналогично первому за исключением того, что в нем были применены одинаковые торцевые части плиты перекрытия – с заполнением пустот бетонными вкладышами, а раствор для швов приготовлен без пластифицирующих добавок.

Испытания натуральных фрагментов платформенного стыка проводились в лаборатории ДООО «Орловский КСК» ОАО «Орелагропромстрой». Для нагружения фрагмента платформенного стыка использовался пресс марки П-250. Загружение производилось поэтапно ступенями по 250 и 125 кН с доведением фрагмента платформенного стыка до разрушения. Прочностные характеристики материалов опытных фрагментов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Прочностные характеристики материалов и конструкций фрагментов стыка

№ образца	Средняя прочность материалов и конструкций, МПа			
	растворный шов	фрагменты плит	бетонные призмы	бетон вкладышей
1	19,0	44,2	22,1	26,8
2	18,5	47,5	33,5	26,1

Первый образец фрагмента платформенного стыка был испытан на четвертый день после монтажа конструкции. Фактическая прочность фрагментов многопустотных плит и бетонных призм, имитирующих стеновые панели, на момент испытаний контролировалась с помощью электронного склерометра Оникс-2М. При этом плиты перекрытий имели 100% прочность от проектной, бетонные призмы – 73%.

В процессе испытаний контролировалась величина прикладываемой нагрузки и усредненные деформации платформенного стыка в вертикальном и горизонтальном направлениях. Для измерения этих деформаций использовали индикаторы часового типа с ценой де-

ления 0,01 мм, установленные на базе 320 мм для измерения деформаций вертикального направления и на базе 210 мм – для деформаций горизонтального направления.

Поэтапное нагружение первого образца показало, что его разрушение началось с образования трещин в верхней бетонной призме с переходом по вертикальному шву в нижнюю бетонную призму. Разрушение фрагмента произошло при нагрузке 2120 кН.

Разрушение второго образца началось с образования волосных трещин в вертикальном шве при нагрузке 1850 кН. Затем при нагрузке 2270 кН произошло образование новых вертикальных трещин в опорных участках плит перекрытия и разрушение всего фрагмента.

Результаты измерений контролируемых величин в сопоставлении с данными численных исследований представлены на рисунке 5. Относительные взаимные перемещения опытного образца в продольном направлении (графики 1, 2) и в поперечном направлении (график 3) превышают соответствующие значения, полученные в численном расчете в 1,8..2 раза при удовлетворительном качественном совпадении. Разрушающая нагрузка, полученная в опытах, превышает теоретические значения на 35%.

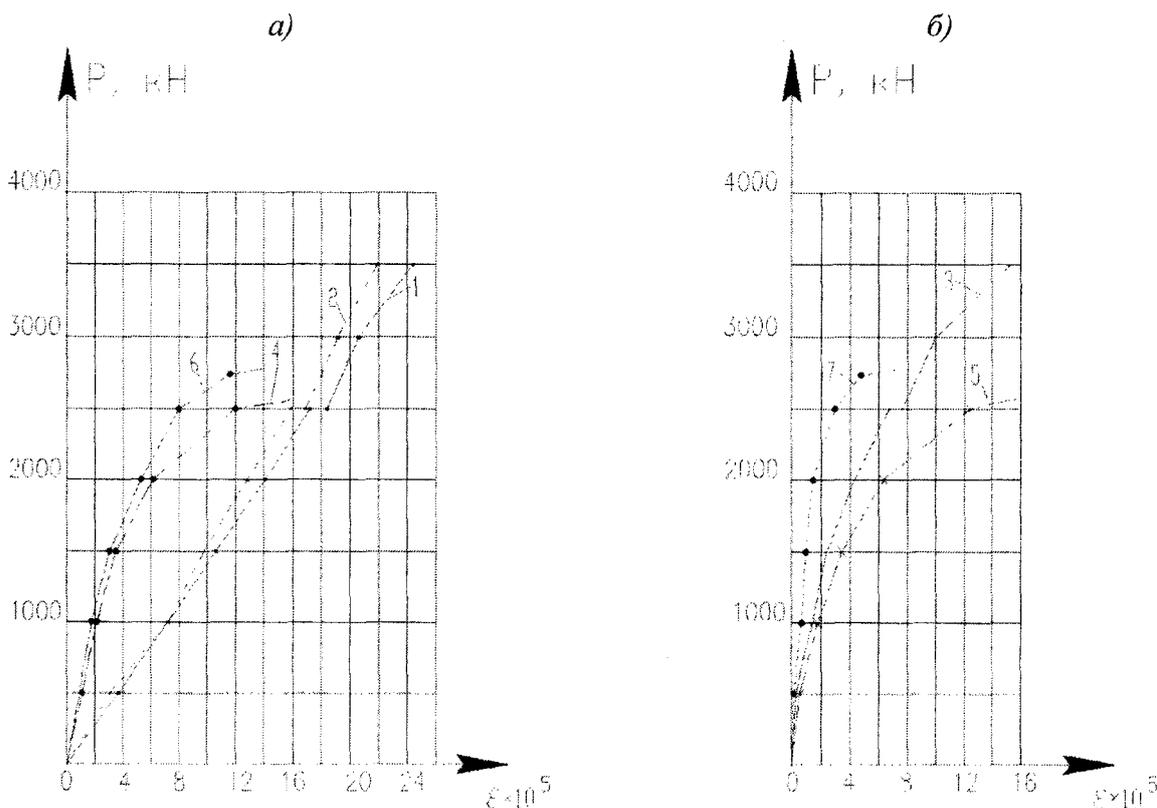


Рисунок 5 – Относительные взаимные перемещения: вертикальные (а) на базе 320 мм и горизонтальные (б) на базе 210 мм; 1-3 – опытные значения; 4, 5 – по данным численного расчета в варианте без заполнения вертикального шва раствором; 6, 7 – то же, с заполнением.

Применительно к испытанным конструкциям и с учетом коэффициента $C=1,6$ [7] значение контрольной расчетной нагрузки без учета фактора времени может быть принято равным $2120/(0,5 \times 1,6) = 2650$ кН/м.

Выводы.

1. Проведенные исследования позволили установить, что при проектировании платформенных стыков простое экстраполирование решений за пределы имеющихся экспериментально-теоретических исследований не позволяет достаточно строго выполнить моделирование их напряженно-деформированного состояния.

2. Надежная работа платформенных стыков решающим образом влияет на поведение высотных зданий с внутренним каркасом из стеновых панелей. Для проектирования таких

ответственных узлов и каркасов зданий в целом требуется научное сопровождение проектов с проведением экспериментальных исследований платформенных стыков и других ответственных узлов с учетом пластических деформаций элементов, фактора времени, реальных уровней и режимов их нагружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абарыков, В.П. О типовых проектах многоэтажных жилых домов для строительства в Московской области [Текст] / В.П. Абарыков // Научно-технический и производственный журнал «Промышленное и гражданское строительство». – М.: ООО «Издательство ПГС». – 2004. – №7. – С. 19-21.

2. Колчунов, В.И. Основные направления развития конструктивных решений и обеспечение безопасности жилища [Текст] / В.И. Колчунов // Научно-технический и производственный журнал «Промышленное и гражданское строительство». – М.: ООО «Издательство ПГС». – 2007. – №10 – С. 15-18.

3. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Монография [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.

4. Шапиро Г.И. Расчет прочности платформенных стыков панельных зданий [Текст] / Г.И. Шапиро, А.Г. Шапиро // Научно-технический и производственный журнал «Промышленное и гражданское строительство». – М.: ООО «Издательство ПГС». – 2008. – №1.

5. Каталог проектов повторного применения для жилищного строительства. Том 5. Жилые дома свыше 5 этажей со смешанным каркасом с различного типа ограждающими конструкциями / Росстрой. – М.: ОАО "ЦПП", 2008. – 98 с.

6. ГОСТ 8829-94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.

7. Бондаренко, В.М. Конструкционная безопасность каркасов жилых зданий [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Е.Д. Воробьев, Е.В. Осовских, В.Н. Доценко // Бюллетень строительной техники. – 2004. – №1(833). – С. 8-11.

Осовских Е.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: oantc@ostu.ru

Колчунов В.И.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: oantc@ostu.ru

УДК 666.97.035.5

ПОДГОРНОВ Н.И., КОРОТЕЕВ Д.Д.

ТЕПЛОЭНЕРГЕТИЧЕСКИЕ СИСТЕМЫ И УСТАНОВКИ ДЛЯ ТЕРМООБРАБОТКИ БЕТОНА В УСЛОВИЯХ ОТКРЫТЫХ ПОЛИГОНОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СОЛНЕЧНОЙ ЭНЕРГИИ

Проводится анализ технических решений теплоэнергетических систем и установок для термообработки железобетонных изделий в условиях открытых полигонов с использованием солнечной энергии, разработанных на предприятиях стройиндустрии в Российской Федерации и странах СНГ, и результатов экспериментальных исследований, полученных на них.

Ключевые слова: солнечная энергия, термообработка бетона, теплоэнергетические системы и установки, открытые полигоны, экспериментальные исследования, техническое решение.

There is held the analysis of constructive decisions of heat-energetic systems and installations for thermo-processing of concrete elements in the conditions of open ranges with employment of solar energy, which were created at the factory of building industry in Russian Federation and countries SNG, and the results of experimental researches, which received on them.

Keywords: solar energy, thermo-processing of concrete, heat-energetic systems and installations, open ranges, experimental researches, constructive decision.

Непрерывный рост стоимости энергоресурсов природного происхождения, их истощение, загрязнение окружающей среды при их переработке предопределяют неизбежность использования альтернативных видов энергии для промышленных и бытовых нужд. Производство бетона, как основного строительного материала связано с затратами значительного количества топливно-энергетических ресурсов в виде низкопотенциального тепла. На изготовление сборных железобетонных изделий расходуют 12 млн., при возведении монолитных конструкций – более 6 млн. т.у.т. Доступность получения в гелиотехнических устройствах низкопотенциального тепла, близкого к температуре изотермического выдерживания бетона, позволяет осуществлять ресурсосберегающую технологию его термообработки с полной или частичной заменой традиционного теплоносителя солнечной энергией.

В течение ряда лет прошлого столетия в Российской Федерации и странах СНГ исследованы и разработаны различные гелиотехнические теплоэнергетические установки и устройства для термообработки сборных железобетонных изделий на при заводских открытых летних полигонах с использованием солнечной энергии.

Простейшие гелиокамеры

В 1953-1955 годах в ТашПИ Узбекистана разработана гелиокамера простейшей конструкции. Она состоит из каркасных стенок с двухсторонней обшивкой и заполнением внутреннего пространства древесными опилками (рисунок 1).

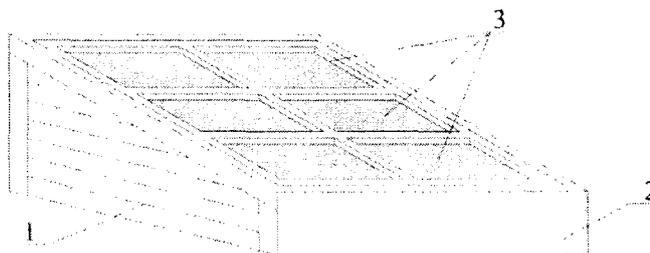


Рисунок 1 – Гелиокамера ТашПИ для термообработки бетона: 1, 2 – каркасные стенки с двухсторонней обшивкой, заполненные опилками; 3 – верхняя рама с двойным остеклением

Между прозрачным ограждением и бетонными изделиями располагаются металлические листы. При термообработке бетона набор прочности на сжатие составляет: в возрасте 3 суток – 37,2%, 7 суток – 75,6%, 28 суток – 103% R_{28} [1].

В 1959 году в ТашПИ предложена технология выдерживания бетонных изделий в водных бассейнах. Отформованные изделия устанавливают в незаполненный бассейн для предварительной выдержки в течение 6 часов. Одновременно с процессом изготовления бетонных изделий в коллекторах происходит нагрев воды в дневное время до 55-60°C. Тепловую обработку бетона начинают с подачи горячей воды в бассейн с последующим подогревом ее паром до температуры 80°C. Процесс производства изделий включает в себя: изготовление и предварительную выдержку бетона; независимый нагрев воды в дневное время солнечной радиацией; тепловую обработку бетона горячей водой с подогревом ее в ночное время до температуры изотермического выдерживания бетона; охлаждение за счет теплопотерь в окружающую среду; возврат теплоносителя на повторный нагрев солнечной энергией; извлечение изделий; их распалубку и складирование. Весь технологический цикл завершается в течение 24 часов, бетон набирает 50% марочной прочности [2].

В 1970-1973 годах в ТашЗНИИЭП предложена двухстадийная тепловая обработка сборных железобетонных изделий, включающая термообработку бетона традиционными теплоносителями с последующим нагревом солнечной радиацией в камерах дозревания парникового типа до набора отпускной прочности. Размеры камеры назначают с расчетом, чтобы коэффициент ее заполнения составлял 0,7-0,85; конфигурация камеры зависит от формы и объема штабеля железобетонных изделий (рисунок 2).

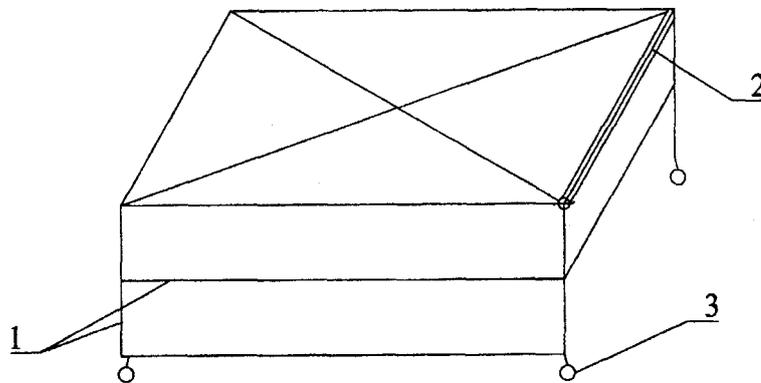


Рисунок 2 – Схематическое изображение камеры дозревания: 1 – каркас из металла различных профилей; 2 – устройство для сбора пленки по вертикальным стенам при опускании и подъеме прозрачного покрытия; 3 – вращающиеся колеса для свободного перемещения камеры в любом направлении

Средняя продолжительность твердения изделий в камерах дозревания после тепловой обработки в зависимости от марки бетона и периода года при наборе 30-40% R_{28} до получения 70% R_{28} составляет 6-8 часов при температуре воздуха свыше 20°C, 22-24 часа при температуре до -10°C [3].

В САНИИРИ Узбекистана в 1971-1973 годах выполнены экспериментальные исследования на заводе ЖБИ треста «Промстройматериалы» Ташкентской области, в результате которых разработаны гелиокамеры для одностадийной (ГКС-1) и двухстадийной (ГКС-2) термообработки железобетонных изделий (рисунок 3).

Каркас камер изготовлен из деревянных брусков, внешнее ограждение выполнено из прозрачной полиэтиленовой пленки, а внутреннее – из полиэтиленовой пленки с сажевым наполнителем (черной). Стена, ориентированная на север, теплоизолирована. Температура в устройствах на 30°C превышает температуру окружающей среды. Влажностный режим осуществляют путем испарения влаги из мокрого песка, на котором устанавливают гелиока-

меру. В гелиокамере ГКС-1 бетон, твердеющий в течение 3 суток, набирает 70-80% R_{28} ; в 5-7 суточном возрасте – 100% R_{28} [4].

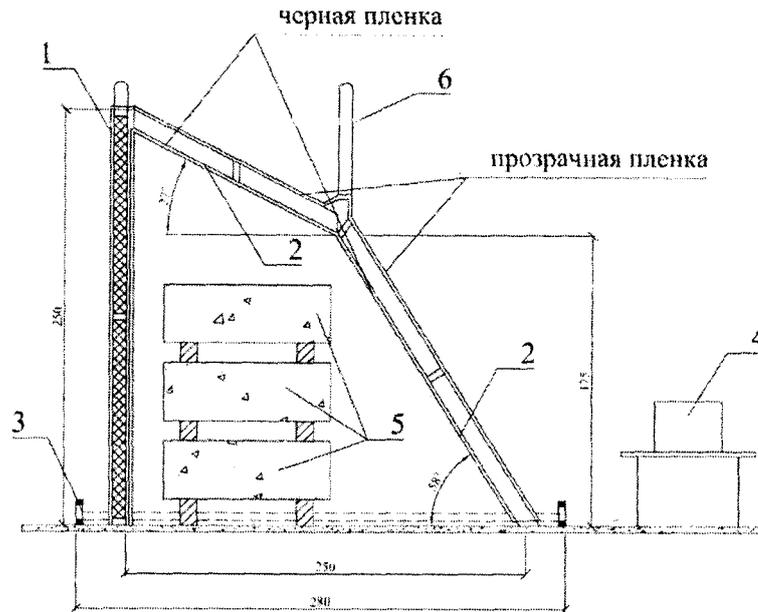


Рисунок 3 – Гелиокамера САНИИРИ для заводов и полигонов ЖБИ: 1 – теплоизолированная стенка; 2 – боковые рабочие стенки; 3 – стенд-бассейн; 4 – аппаратура; 5 – изделия; 6 – монтажные петли

В физико-техническом институте им. С.В. Стародубцева АН Узбекистана в 1971-1974 годах на основе исследований изготовлена экспериментальная промышленная гелиокамера (рисунок 4).

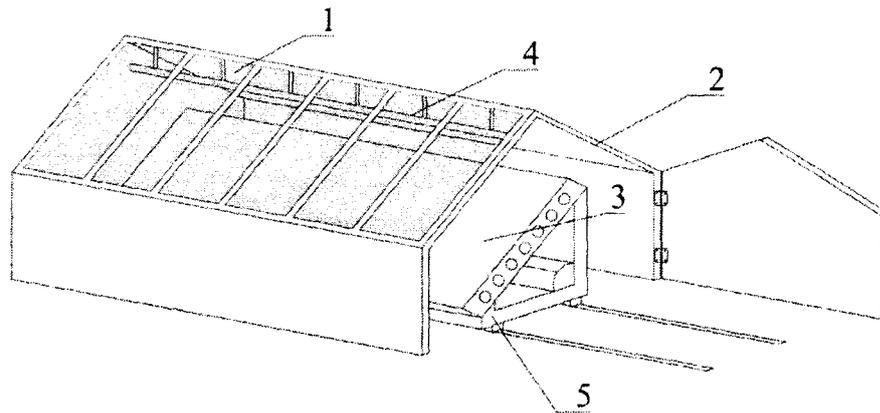


Рисунок 4 – Экспериментальная промышленная гелиокамера института им. С.В. Стародубцева: 1 – прозрачная крыша с двойным остеклением; 2 – теплоизолированные стенки и днище камеры; 3 – бетонное изделие; 4 – перфорированные трубки для орошения бетонного изделия; 5 – тележка для транспортирования бетонных изделий

Крыша гелиокамеры имеет угол наклона к горизонту 35° , выполнена из двух слоев оконного стекла с воздушной прослойкой между ними толщиной 3 см. Влажность воздушной среды в гелиокамере поддерживается за счет дисперсного распыления подогретой воды для орошения бетона. Установку и изъятие изделия осуществляют с помощью специальной тележки, на которой плиту размещают наклонно под углом 90° относительно угла вхождения солнечных лучей; загрузка изделия в камеру однорядная, что обеспечивает облучение по-

верхности плиты солнечной радиацией. При температуре наружного воздуха 35-40°C температура воздуха в установке достигает 70-80°C. Набор прочности бетона в возрасте 1 суток составляет 46-50% R_{28} ; в возрасте 2 суток – 60-70% R_{28} [5].

Анализ технических решений простейших гелиокамер показывает, что основные исследования направлены на разработку метода использования солнечной энергии путем пассивного нагрева бетона. Разработанные гелиокамеры предназначены для получения прочности при удлиненных режимах выдерживания изделий или применения двухстадийной тепловой обработки. Внедрение этих устройств на заводах и полигонах по производству железобетонных изделий имеет экспериментальный характер.

Гелиотехнические устройства типа плоского коллектора

С 1974 года в ЦНИИОМТП, а позднее в МГАКХиС проведены исследования по использованию солнечной энергии для термообработки железобетонных изделий. Наиболее доступным методом гелиотермообработки бетона, не требующим больших капитальных вложений, является прямой нагрев его в простейших устройствах типа плоского коллектора, к которым относятся опалубочные формы, оснащенные штатными инвентарными рамами с прозрачным покрытием (рисунок 5).

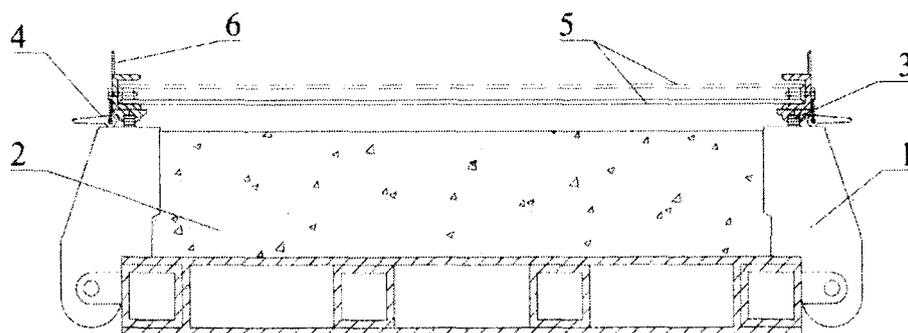


Рисунок 5 – Принципиальная схема опалубочной формы, оснащенной штатной инвентарной рамой с прозрачным покрытием: 1 – опалубочная форма; 2 – свежесформованный бетон; 3 – гибкая уплотняющая прокладка; 4 – зажим-фиксатор; 5 – однослойное или двухслойное прозрачное покрытие; 6 – монтажные петли

Прямой нагрев бетона осуществляется в условиях реализации принципа «парникового эффекта» в замкнутой системе. Основными узлами конструкции инвентарной рамы являются зажим-фиксатор, гибкая уплотняющая прокладка, обеспечивающая герметичность воздушного пространства между бетоном и прозрачным ограждением. Штатные инвентарные рамы снабжают монтажными петлями для съема и установки их подъемными механизмами. Они имеют улавливатели для точности монтажа на опалубочные формы и сборки в пакет после завершения тепловой обработки бетона.

Все работы по подготовке опалубочных форм, укладке и уплотнению бетонной смеси, установке прозрачных покрытий производят до 9-10 часов, а затем изделия экспонируют на рабочей площадке, выполненной из керамзитобетона толщиной 100 мм. Продолжительность выдерживания бетона в опалубочной форме составляет 22 часа. Тепловая обработка протекает при температуре 60-75°C с одноразовым оборотом опалубочных форм в течение суток. Рост прочности при выдерживании под однослойной полиэтиленовой пленкой с коэффициентом прозрачности 0,8 в первые сутки твердения для низко- и средне-алюминатных портландцементов с подвижностью бетонной смеси $ОК=3-4$ см составляет 53-65% R_{28} для бетона класса В15 (М200); 63-65% R_{28} и 67-69% R_{28} для бетона класса В25 (М300); 69,7-78% R_{28} для бетона класса В30 (М400) и выше.

По результатам экспериментальных исследований установлено, что при температуре наружного воздуха 15°C и выше целесообразно прозрачное ограждение выполнять одно-

слойным, а при температуре от -10°C до 15°C – двухслойным; метод прямого нагрева бетона в устройствах типа плоского коллектора рационален для железобетонных изделий толщиной до 400 мм [6].

Этот способ термообработки бетона внедряют в практику строительства с 1976 года на территории Кызыл-Ординской обл. Казахстана, на Капчугайском заводах ЖБИ Узбекистана, на предприятиях стройиндустрии Таджикистана.

С 1981 года НИИЖБ совместно с ВНИПИТеплопроектом проводят исследования по использованию солнечной энергии для термообработки бетона. В качестве технического решения принята опалубочная форма, дополнительно оснащенная штатной инвентарной рамой с двумя прозрачными покрытиями из поливинилхлоридной пленки марки В-ПВХ(В) (рисунок 6).

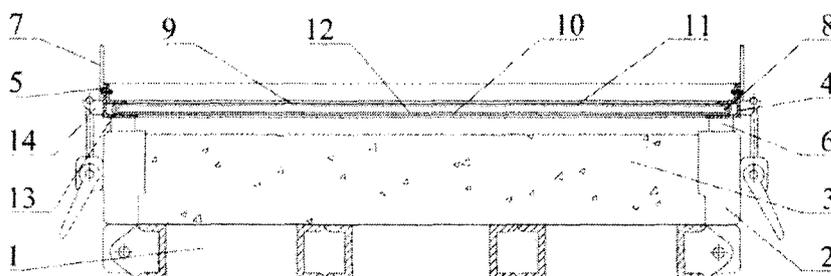


Рисунок 6 – Опалубочная форма, оснащенная штатной инвентарной рамой с двухслойным прозрачным покрытием: 1 – поддон; 2 – борта; 3 – железобетонное изделие; 4 – съемная уголовая рамка; 5 – прижимные уголки; 6, 13 – уплотнитель; 7 – подъемные петли; 8 – трубчатый каркас; 9, 10 – верхние и нижние дистанционные решетки; 11, 12 – верхний и нижний слои прозрачного покрытия; 14 – замковые устройства

Авторы назвали двухслойное прозрачное покрытие – СВИТАП (солнцесприинимающее и теплоаккумулирующее покрытие) [7].

Особенностью двухслойного покрытия по мнению авторов является воздушный зазор между бетоном (теплоспринимающая поверхность) и нижним слоем двухслойного прозрачного покрытия, составляющий 20-25 мм, и воздушная прослойка между двумя параллельными прозрачными покрытиями, равная 15-20 мм.

Максимальная температура прогрева бетона под двухслойным прозрачным покрытием достигает $60-70^{\circ}\text{C}$ в зависимости от массивности изделий, марки бетона, температуры окружающей среды. Прочность бетона изделий на портландцементе М400, твердеющих под двухслойным покрытием в районах с жарким климатом при формовании изделий от 9 до 11 утра, в суточном возрасте составляет 45-55% R_{28} для бетона класса В15 (М200); 55-65% R_{28} для бетона класса В22,5 (М300); 65-70% R_{28} для бетона класса В30 (М400) [8].

В таблице 1 приведены сравнительные данные исследований температуры нагрева и кинетики роста прочности бетона при тепловой обработке его солнечной энергией под однослойным прозрачным ограждением (ЦНИИОМТП, МГАКХиС) и при тепловой обработке бетона под покрытием из двух прозрачных пленок (НИИЖБ и ВНИПИТеплопроект), а также при нанесении на свежесформованный бетон пленкообразующих жидкостей, в том числе на основе битума.

Разница в наборе прочности бетона под однослойным и двухслойным прозрачным покрытием, составляющая 9-14%, свидетельствует об эффективности применения однослойного покрытия. Утверждение авторов [8], что суточная прочность бетона прогретого под двухслойным покрытием из пленки ПВХ (В) на 10-12% превышает прочность бетона, прогретого под покрытием из полиэтиленовой пленки, лишено научной аргументации и носит интерпретационный характер. Учитывая, что ГОСТ 18105-86 допускает партионный коэффициент вариации бетона в 12%, то эту величину можно принять за эффективность применения двухслойного покрытия.

Таблица 1 – Данные исследований температурного режима и кинетики роста прочности бетона при прямом нагреве его в опалубочной форме

Показатели		Данные экспериментальных исследований			
		ЦНИИОМТП, МГАКХиС		НИИЖБ, ВНИПИТеплопроект	
		Способ укрытия поверхности свежеотформованного бетона			
		Однослойное прозрачное покрытие, рис. 5	Обработка бетона пленкообразующим составом, битумной эмульсией	Двухслойное прозрачное покрытие (СВИ-ТАП), рис. 6	Обработка бетона пленкообразующим составом, разжиженный битум
Максимальная температура нагрева бетона, °С		70-72,5	40-65	60-70	55
Максимальный температурный градиент по сечению бетона, °С/см		1,9-2,1	1,3	1,7-1,8	1,2
Максимальная скорость подъема температуры, °С		12-15	10,5	5-7	4-5
Остывание бетона, °С		1-5	1,5	1,5-3,4	1,0
Прочность бетона на сжатие в суточном возрасте, % R_{28}	Класс В15	56-69	53	45-55	52
	Класс В25	65-74	62	55-65	58
	Класс В30 и выше	74-81	67	65-70	66

Изготовление сборных железобетонных плит в опалубочных формах с двухслойным прозрачным покрытием производят с 1982 года на при заводском полигоне в г. Нариманове, а с 1983 года на при заводском полигоне завода ЖБИ в г. Ташкенте Узбекистана.

Установки типа «горячего ящика»

Сравнительные исследования гелиокамер различных конструктивных решений выявили эффективность использования солнечной энергии в установках, реализующих принцип «горячего ящика», сущность которого заключается в том, что внутри устройства размещают тепловоспринимаемый материал, поглощающий солнечную радиацию, который нагревается и становится генератором тепловой энергии [6]; энергоносителем является горячий воздух.

Температурный режим в камере зависит от теплоемкости тепловоспринимаемого материала, интенсивности солнечной радиации и теплоизоляционных свойств днища, стен и крыши; влажностный режим в камере формируется за счет испарения воды затворения из бетона.

На основе исследований установлено: температура в гелиокамере на 56-60°С выше температуры окружающей среды и достигает значения более 80°С. Термообработка в замкнутом объеме гелиокамеры протекает в условиях свободного влотекучего теплообмена при температуре бетона 67-70°С в среде с переменной влажностью 45-100%. Установлено, что в конструкциях с разветвленной вертикальной прозрачной поверхностью теплопотери в окружающую среду возрастают, теплоизоляционные свойства воздушной прослойки здесь проявляются больше, нежели в горизонтальных устройствах типа плоского коллектора. Экспериментально доказано, для гелиоустройств с развитой вертикальной поверхностью с теплофизической точки зрения оптимально двухслойное прозрачное покрытие; толщина воздушной прослойки между прозрачным покрытием и тепловоспринимаемым материалом составляет 7 мм, а между двумя прозрачными покрытиями 15 мм. Применение трехслойного прозрачного покрытия неэффективно вследствие уменьшения притока солнечной радиации на тепловоспринимаемую поверхность; наличие двух воздушных прослоек снижает теплопотери в окружающую среду, но полностью не компенсирует количественное снижение притока солнечной радиации.

На основе исследований разработаны и прошли производственные испытания напольные гелиокамеры, в которых изготавливают сборные железобетонные изделия с использованием солнечной энергии.

На заводе ЖБИ в г. Душанбе проведены производственные испытания переставной гелиокамеры размером $7,95 \times 3,95 \times 1,95$ м, полезной площадью $31,4 \text{ м}^2$ и объемом $61,2 \text{ м}^3$ (рисунок 7).

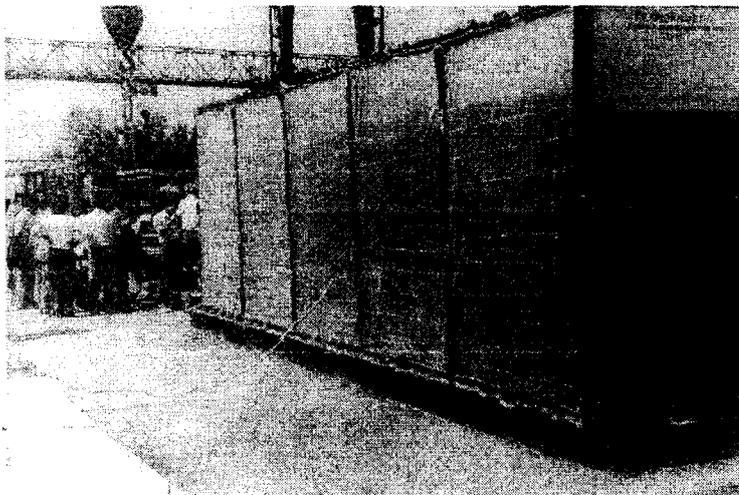


Рисунок 7 – Переставная гелиокамера на заводе ЖБИ в г. Душанбе

Стены и крыша гелиокамеры выполнены из листовой стали, двухслойное прозрачное ограждение из полиэтиленовой пленки. В этой гелиокамере термообработка сборных железобетонных плит перекрытия осуществляется только солнечной энергией; подготовительные работы, формование изделий и размещение их в гелиокамере завершают в 9 часов. Температура нагрева бетона в сентябре достигает 55°C , суточная прочность составляет 40-50% R_{28} .

В г. Кум-Кургане Узбекистана на летнем полигоне ОП «Сурхан» прошли промышленные испытания гелиокамеры, состоящей из прямоугольной металлической емкости без днища и закрепленного вокруг нее в съемных металлических переплетах прозрачного ограждения, выполненного из стекла 6 мм. Для перестановки камеры краном в ее верхней части установлена траверса. В производственных условиях выполнены исследования температурного режима твердения керамзитобетонных стеновых панелей толщиной 300 мм. Четыре изделия в опалубочных формах укладывают друг на друга в пакет, затем краном на них устанавливают гелиокамеру. Максимальная температура в бетоне при тепловой обработке только солнечной энергией составляет 52°C . В последующем этот температурный режим в течение суток сохраняется, бетон набирает прочность 44-56% R_{28} .

Применение низкопотенциальных солнечных систем теплоснабжения для термообработки бетона

ВНИПИТеплопроект выполнил исследования по применению солнечных систем промышленного теплоснабжения для термообработки бетона в условиях закрытых цехов и полигонов. В этой системе тепловую обработку изделий в термоформах производят за счет промежуточного теплоносителя, нагреваемого в солнечных коллекторах и подаваемого в тепловой агрегат (рисунок 8).

Основная часть экспериментальных исследований проведена в лабораторных условиях института ВНИПИТеплопроект, а также в производственных условиях на Балаовитском заводе ЖБИ Главармводстроя.

Экспериментальная гелиоустановка состоит из 50 солнечных коллекторов плоского типа общей площадью поверхности 50 м^2 , многосекционного бака-аккумулятора с общим объемом 3 м^3 , циркуляционных насосов, трубопроводов, арматуры и КИП. Коллекторы имеют одинарное остекление и располагаются на специальных металлических подставках под

углом 40° к горизонту. Приемником лучистой энергии являются трубки с ребрами из алюминия. В качестве бака-аккумулятора используется стальной цилиндр диаметром 1200 мм и высотой 2700 мм. Температура нагрева теплоносителя изменяется от минимальной $45-50^\circ\text{C}$ до максимальной – $65-70^\circ\text{C}$ [9].

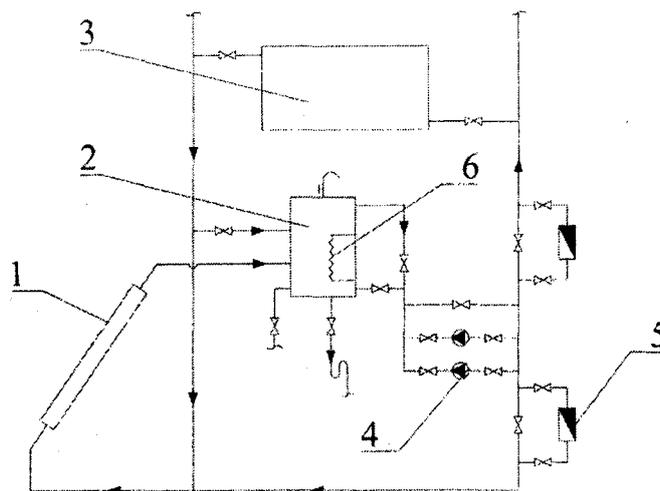


Рисунок 8 – Принципиальная схема солнечной системы промышленного теплоснабжения: 1 – коллектор; 2 – бак-аккумулятор; 3 – тепловой агрегат (термоформа); 4 – циркуляционный насос; 5 – водомер; 6 – дублирующий источник нагрева

Исследование температурного режима в бетоне выполнено при импульсно-термосных режимах с тремя видами создания теплового импульса: одноступенчатый, двухступенчатый и непрерывный до стадии изотермического выдерживания.

Параметрами импульсно-термосного режима термообработки изделий толщиной 150 мм, изготовленных из бетона М200 на портландцементе М400 для одноступенчатого, двухступенчатого и непрерывного импульсно-термосных режимов, соответственно, составили: удельный расход тепла – 21, 25 и $40 \text{ кВт}\cdot\text{ч}/\text{м}^3$ бетона; теплопроизводительность – $2,8 \text{ кВт}\cdot\text{ч}/\text{м}^2$ коллектора; вместимость бака аккумуляторов – 320, 400 и $600 \text{ л}/\text{м}^3$ бетона; прочность бетона – 50, 55, 60% R_{28} . В работе отсутствует энергетическое обоснование импульсно-термосного режима, а также энергетическая составляющая каждой стадии изотермического выдерживания бетона.

Недостатком гелиосистем с промежуточным теплоносителем является низкий коэффициент полезного действия (КПД), равный 0,25-0,3%, связанный с тепловыми потерями в окружающую среду в результате транспортирования теплоносителя по трубопроводам и хранения его в баках-аккумуляторах. Комплектация инженерного оборудования в системе применения промежуточного теплоносителя ведет к увеличению капитальных затрат на его изготовление, монтаж и эксплуатацию.

Для использования солнечной энергии при изготовлении конструкций, имеющих сложную геометрическую форму, большую высоту, формирующихся в нестандартной технологической оснастке, ЦНИИС Минтранстроя принял систему, в которой солнечная энергия используется как дополнительный источник теплоты. Она состоит из гелиоприемника, термоформы с греющими элементами-регистрами, по которым циркулирует теплоноситель (минеральное масло высокой подвижности), электрического терморегулятора, циркуляционного насоса, бака-аккумулятора и маслопроводов.

Эксперименты выполнены в условиях Москвы в августе-сентябре. Разогрев поверхности солнечного коллектора и циркулирующего масла начинается одновременно с началом облучения. В первые часы эксперимента скорость разогрева масла составляла $8^\circ\text{C}/\text{ч}$. Незначительный дополнительный электроподогрев масла обеспечивал разогрев железобетонных

конструкций со скоростью до $10^{\circ}\text{C}/\text{ч}$, что регламентируется нормативными документами. Исследования показали принципиальную возможность использования комбинированной гелиотехнологии при изготовлении мостовых железобетонных конструкций даже в условиях средней полосы. Например, в начале осени температура солнечного коллектора достигает 72°C . Это происходит при установлении оптимального соотношения между площадью, воспринимающей солнечную радиацию, скоростью движения масла по коллектору и теплоудержанием аккумулирующего бака.

Элементы этой системы прошли производственную проверку в Мостоотряде №13 Мостостроя №7 в г. Ташкенте при изготовлении железобетонных балок длиной 16 м (рисунок 9).

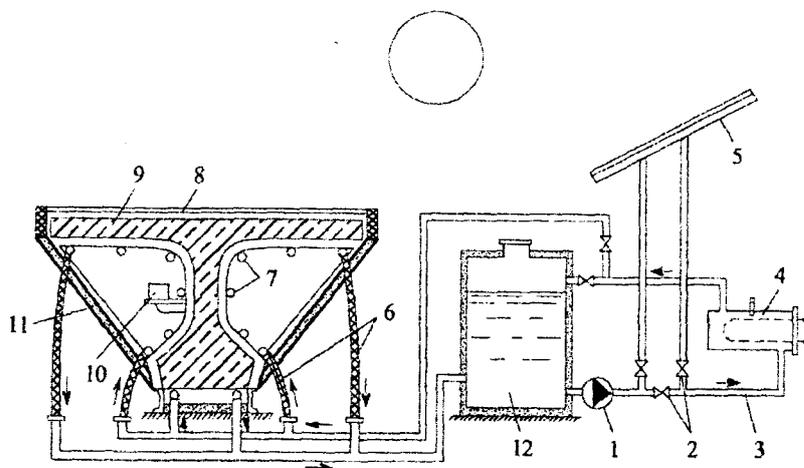


Рисунок 9 – Схема стенда, на котором при изготовлении балки пролетного строения моста используется комбинированная гелиотехнология: 1 – насос; 2 – кран; 3 – трубопровод; 4 – теплогенератор с ТЭН; 5 – коллектор; 6 – гибкие шланги; 7 – греющие регистры; 8 – двухслойное прозрачное покрытие; 9 – железобетонная балка; 10 – контрольные образцы-кубы; 11 – теплоизоляция; 12 – бак-аккумулятор

Следует отметить, что при неоспоримой эффективности использования солнечной энергии для производства железобетонных изделий на открытых летних полигонах, ее применение носит экспериментальный характер. Полигоны, на которых внедрена технология производства железобетонных изделий с помощью солнечной энергии, оснащены экспериментальными гелиоустановками, предназначенными, в основном, для проведения лабораторных исследований. Стабильно работающих в нашей стране полигонов, использующих солнечную энергию в качестве основного теплоносителя, в настоящее время не создано.

Для того чтобы перевести из экспериментального на приоритетный характер применение термообработки бетона с использованием солнечной энергии на открытых летних полигонах, необходимо решить энергетические, правовые, организационно-технологические задачи, разработать методику оценки экономической эффективности использования солнечной энергии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ашрабов, А.Б. Нарастание прочности обычного и керамзитного бетонов в летних условиях Узбекистана [Текст] / А.Б. Ашрабов, Ф. Назруллаев // Сборник трудов ТашПИ. – Ташкент, 1959. – Выпуск II. – С. 25-28.
2. Зайкин, А.М. Изготовление сборных железобетонных изделий на полигонах в условиях южных районов [Текст] / А.М. Зайкин // Сборник трудов ТашПИ. – Ташкент, 1959. – Выпуск II. – С. 31-34.

3. Дмитриева, М.М. Применение камер с полимерным пленочным покрытием для дозревания железобетонных изделий в условиях Средней Азии [Текст] / М.М. Дмитриева // Материалы II всесоюзного координационного совещания по проблеме «Технология бетонных работ в условиях сухого жаркого климата». – Ашхабад, 1976. – С. 218-221.

4. Дубинин, Л.Н. Гелиокамеры в технологии заводов и полигонов ЖБИ, работающих для ирригационного строительства Средней Азии [Текст] / Л.Н. Дубинин, Р.Д. Джураев // Материалы II всесоюзного координационного совещания по проблеме «Технология бетонных работ в условиях сухого жаркого климата». – Ашхабад, 1976. – С. 222-225.

5. Зияев, Т. Исследование по использованию солнечной энергии для тепловой обработки бетонных и железобетонных изделий [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.14.05 / Т. Зияев. – Ашхабад, 1977. – 100 с.

6. Подгорнов, Н.И. Методы термообработки сборного и монолитного железобетона с использованием солнечной энергии [Текст]: дис. ... док. техн. наук: 05.02.22, 05.23.08 / Н.И. Подгорнов. – Москва, 2005. – 487 с.

7. Временные рекомендации по применению солнечной энергии для тепловлажностной обработки сборных бетонных и железобетонных изделий на гелиополигонах [Текст]. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1983. – 17 с.

8. Абдуллаев, М.М. Ускорение твердения бетона сборных изделий в гелиоформах со светопрозрачными теплоизолирующими покрытиями [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / М.М. Абдуллаев. – Москва, 1984. – 121 с.

9. Мазманян, П.В. Тепловая обработка железобетонных изделий с применением системы промышленного гелиотеплоснабжения [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / П.В. Мазманян. – Москва, 1987. – 126 с.

Подгорнов Н.И.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Доктор технических наук, профессор кафедры «Технология строительного производства»
Тел.: +7 (499) 726-15-17

Коротеев Д.Д.

Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства, г. Москва
Аспирант кафедры «Технология строительного производства»
Тел.: +7 (499) 170-99-31, +7 (926) 267-81-71
E-mail: korotey@inbox.ru

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Приведены результаты и анализ опытных данных исследований ширины раскрытия нормальных трещин во внецентренно сжатых железобетонных конструкциях при сопоставлении их с результатами расчета по предлагаемой методике и существующим методикам и норм.

Ключевые слова: нормальные трещины, ширина раскрытия трещин.

Results and analysis of test data of width in normal crack opening in reinforced concrete constructions eccentrically compressed at their comparison with the results of computation on the methods offered and effective systems and standards are shown.

Keywords: normal cracks, width of disclosing of cracks.

Основным параметром, за которым велись наблюдения в эксперименте [1], являлось расстояние между трещинами и ширина раскрытия трещин. Весьма информативными в этом отношении можно считать картины трещин, зарисованные во время эксперимента на специальных планшетах (рисунок 1), а также графики средних деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры (рисунок 2). Экспериментально установлено, что ширина раскрытия нормальных трещин на уровне оси арматуры в несколько раз меньше, чем на некотором (2-3 диаметра) удалении от этой оси. Таким образом, арматура сдерживает раскрытие трещины, противодействуя раскрытию ее берегов. Возникающие при этом реакции вызывают местное сжатие в бетоне в окрестности трещины в околоарматурной зоне – деформационный эффект. Одновременное действие M , N и наличие мощной растянутой арматуры приводят к тому, что трещины имеют максимальное раскрытие на нижней грани. Движение трещины идет по двум направлениям: в сторону сжатой грани бетона и в сторону продольной растянутой арматуры.

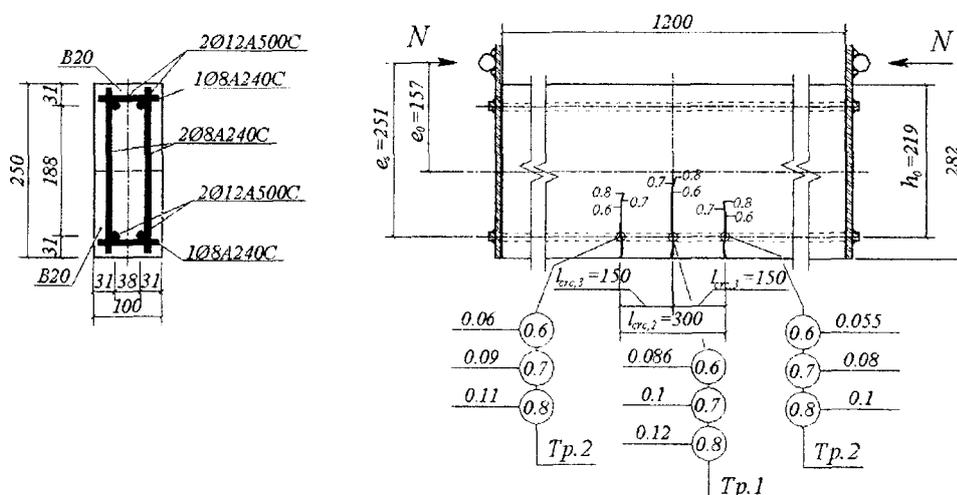


Рисунок 1 – Схема ширины раскрытия нормальных трещин и расстояния между ними для образца второй серии IB20u

Для образца первой серии IB15u (растянутая арматура 2 $d12A500C$) имели место два уровня трещинообразования с расстоянием между трещинами 600 мм и 300 мм соответственно. При этом максимальное раскрытия нормальных трещин составляло 0,146 и 0,198 мм

для уровней нагружения 0,6 и 0,8 от разрушающей соответственно. Для образца первой серии IV15 (растянутая арматура 4 $d12A400C$) имели место два уровня трещинообразования с расстоянием между трещинами 600 и 300 мм соответственно. При этом максимальное раскрытие нормальных трещин составляло 0,086 и 0,112 мм для уровней нагружения 0,6 и 0,8 от разрушающей соответственно.

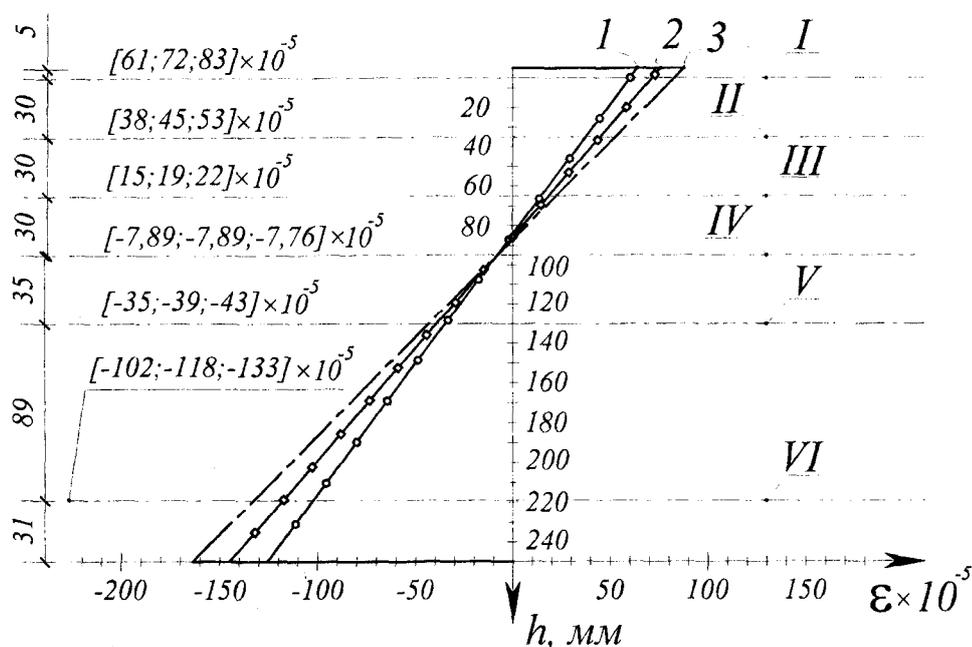


Рисунок 2 – График деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в поперечном сечении опытного образца IVB50ц, расположенного в середине пролета; I-VI – ось баз электротензорезисторов; 1-3 ступени нагружения в кН: 162,6; 189,77; 216,88 соответственно; в квадратных скобках приведены относительные деформации бетона на ступенях нагружения (кН) 162,6; 189,77; 216,88 соответственно

Аналогичные опытные данные были получены и для остальных трех серий опытных образцов.

Анализ показывает, что количество рабочей арматуры оказывает влияние на ширину раскрытия трещин. Так, с уменьшением количества рабочей арматуры с 4 $d12A400C$ (процент армирования – 2,17) до 2 $d12A400C$ (процент армирования – 1,133) ширина раскрытия трещин увеличивается для всех четырех серий. Причем установлена следующая закономерность: чем выше класс бетона, тем такое увеличение ширины раскрытия трещин меньше, а именно, при B15 увеличение составляет 1,8 раза, при высоких классах бетона B40, B50 оно составляет 1,1-1,3 раза.

Класс бетона также оказывает влияние на ширину раскрытия трещин. Так, если проанализировать изменение ширины раскрытия трещин в пределах постоянного армирования при 2 $d12A400C$ (процент армирования – 1,133), то получим, что с увеличением класса бетона от B15 до B20 ширина раскрытия трещин уменьшается в 1,7 раза. Несколько меньшее уменьшение ширины раскрытия трещин (в 1,4 раза) наблюдается с увеличением класса бетона от B20 до B40, а при дальнейшем увеличении класса бетона от B40 до B50 снижения ширины раскрытия трещин уже не происходит.

Анализируя полученные опытные данные, можно отметить, что класс бетона в сочетании с изменением количества рабочей арматуры оказывает влияние и на расстояние между трещинами. Так, с уменьшением класса бетона от B50 до B15 при одновременном уменьшении количества рабочей арматуры с 4 $d12A500C$ (процент армирования – 2,17) до

2d12A500C (процент армирования 1,133), несмотря на то, что количество уровней трещинообразования не изменилось (их осталось два), расстояние между трещинами увеличилось вдвое и составило 600 мм (вместо 300 мм) и 300 мм (вместо 150 мм) для первого и второго уровней трещинообразования соответственно. Так, на основе проведенных экспериментов и их анализа подтверждена многоуровневая схема трещинообразования, согласно которой трещины образуются на всем диапазоне нагружения, вплоть до разрушения.

Весьма важными являются также графики средних деформации сжатого бетона и растянутой арматуры (см. рисунок 2) в поперечном сечении опытных образцов, расположенных в середине пролета, которые построены на основе показаний электротензорезисторов и механических приборов с ценой деления 0,002 мм. Кроме опытных данных о деформациях сжатого бетона и растянутой арматуры на соответствующих ступенях нагружения эти графики дают возможность при этом получить фактическую высоту сжатой зоны и оценить возможность использования гипотезы плоских сечений для средних деформаций бетона и арматуры (база механических приборов ($l = 200$ мм) соизмерима с расстоянием между трещинами при эксплуатационном уровне нагружения). Следует отметить, что проведенный анализ таких графиков позволяет с уверенностью утверждать о целесообразности использования гипотезы плоских сечений для средних деформаций бетона и арматуры в поперечных сечениях железобетонных конструкций на всем диапазоне нагружения.

Анализ показывает, что количество рабочей арматуры оказывает влияние на среднюю фактическую высоту сжатой зоны бетона. Так, с уменьшением количества рабочей арматуры с $\mu = 2,17$ до $\mu = 1,133$ высота сжатой зоны бетона уменьшается в 1,44 раза. Класс бетона весьма незначительно изменяет этот параметр – не более 10%.

Весьма важным является также полученный результат о том, что в пределах эксплуатационной нагрузки (0,6-0,8 от разрушающей) высота сжатой зоны бетона практически не изменяется. При этом плоские сечения пересекаются в одной точке (как бы поворачиваясь вокруг нее).

Необходимо отметить, что для всех серий графики экспериментальных зависимостей $a_{crc} - \frac{N}{N_u}$ возрастают с увеличением уровня нагружения, несмотря на то, что с увеличением напряжений в арматуре происходит одновременное уменьшение уровневое расстояние между трещинами (рисунок 3, а, б). Здесь можно было ожидать уменьшение ширины раскрытия трещин, т.к., несмотря на увеличение уровня нагружения и роста напряжений, в арматуре происходит уменьшение расстояния между трещинами (изменение расстояния между трещинами происходит дискретно (вдвое уменьшается)), которое уменьшает ширину раскрытия трещин. Однако этого не произошло. Полученный экспериментальный результат ставит весьма конкретное требование к предлагаемой расчетной методике. Расчет по предлагаемой методике [2] не только качественно подтверждает закономерность, замеченную в опыте, но и количественно: максимальное отклонение не превышает 29%. Что касается нормативных методик, то максимальное отклонение составляет 85% для методики новых норм Украины и свыше 100% – для нормативной методики. Здесь не удалось получить даже качественного совпадения с экспериментом, а о количественном совпадении говорить не приходится. Это говорит о том, что в отличие от нормативных методик, предлагаемая методика правильно отражает физическую суть процессов, связанных с шириной раскрытия трещин. Это можно считать весьма обнадеживающим результатом проведенных исследований.

Несомненно, накопленные экспериментальные данные будут весьма полезны для оценки деформационного эффекта и для качественной и количественной оценки целого ряда опытных параметров, характеризующих сопротивление железобетонных элементов в эксплуатационной стадии.

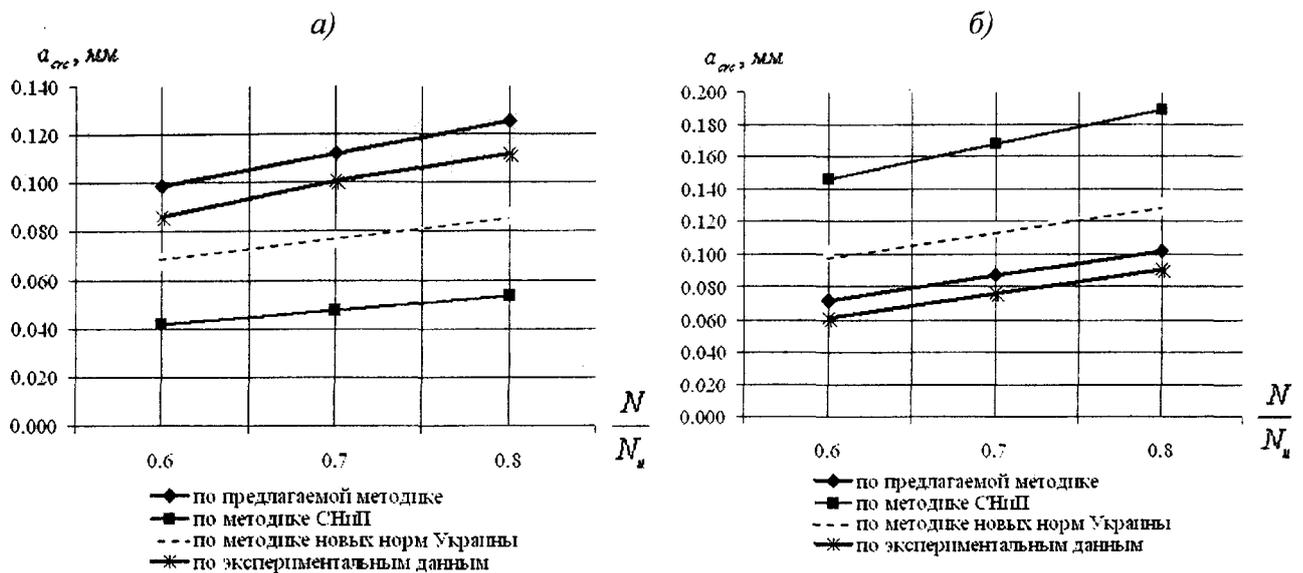


Рисунок 3 – Графики зависимости « $a_{crc} - N / N_u$ » для образца первой серии IB15 (а);
графики зависимости « $a_{crc} - N / N_u$ » для образца третьей серии ШВ40u (б)

Выводы

1. На основе разработанной методики выполнены экспериментальные исследования ширины раскрытия трещин железобетонных внецентренно сжатых элементов, анализ которых, безусловно, позволяет уточнить такой дифференциальный параметр (измеряемый в опытах с помощью микроскопа) как ширина раскрытия трещин при варьировании разных классов бетона и армирования и выполнить проверку предлагаемой расчетной методики для эффективного проектирования железобетонных конструкций.

2. Экспериментально установлено, что ширина раскрытия нормальных трещин на уровне оси арматуры в несколько раз меньше, чем на некотором (2-3 диаметра) удалении от этой оси. Таким образом, арматура сдерживает раскрытие трещины, противодействуя раскрытию ее берегов. Возникающие при этом реакции вызывают местное сжатие в бетоне в окрестности трещины в околоарматурной зоне – деформационный эффект. Выявлено несколько уровней появления трещин, подтверждена целесообразность использования гипотезы плоских сечений для средних деформаций бетона и арматуры.

Весьма важным является также полученный результат о том, что в пределах эксплуатационной нагрузки (0,6 – 0,8 от разрушающей) высота сжатой зоны бетона практически не изменяется.

3. Анализ показывает, что количество рабочей арматуры оказывает влияние на ширину раскрытия трещин. Так, с уменьшением количества рабочей арматуры с $\mu = 2,17$ до $\mu = 1,133$ ширина раскрытия трещин увеличивается для всех четырех серий. Причем, установлена следующая закономерность: чем выше класс бетона, тем такое увеличение ширины раскрытия трещин меньше, а именно, при B15 увеличение составляет 1,8 раза, при высоких классах бетона B40, B50 оно составляет – 1,1-1,3 раза.

4. Класс бетона также оказывает влияние на ширину раскрытия трещин. Так, если проанализировать изменение ширины раскрытия трещин в пределах постоянного армирования при $\mu = 1,133$, то получим, что с увеличением класса бетона от B15 до B20 ширина раскрытия трещин уменьшается в 1,7 раза. Несколько меньшее уменьшение ширины раскрытия трещин (в 1,4 раза) наблюдается с увеличением класса бетона от B20 до B40, а затем при

дальнейшем увеличении класса бетона от В40 до В50 снижения ширины раскрытия трещин уже не происходит.

5. Установлено, что для всех серий графики экспериментальных зависимостей $a_{cr} - \frac{N}{N_u}$

возрастают с увеличением уровня нагружения, несмотря на то, что с увеличением напряжений в арматуре происходит одновременное уменьшение уровневого расстояния между трещинами, которое снижает ширину раскрытия трещин. Расчет по предлагаемой методике не только качественно подтверждает такую закономерность, замеченную в опыте, но и количественно: максимальное отклонение не превышает 29%. Что касается нормативных методик, то максимальное отклонение составляет 85% для методики новых норм Украины и свыше 100% – для нормативной методики. Таким образом, в отличие от нормативных методик, предлагаемая методика правильно отражает физическую суть процессов, связанных с шириной раскрытия трещин, что является весьма обнадеживающим результатом проведенных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Колчунов, В.И. Экспериментальные исследования ширины раскрытия трещин внецентренно сжатых железобетонных [Текст] / В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Е.В. Шавыкина // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения (Материалы Международных академических чтений 9-11 апреля 2009 года). – Курск: КурскГТУ, НИИЖБ, 2009. – С. 99-103.

2. Федоров, В.С. Методика расчета ширины раскрытия трещин в железобетонных внецентренно сжатых конструкциях с учетом эффекта нарушения сплошности [Текст] / В.С. Федоров, Е.В. Шавыкина, В.И. Колчунов // Строительная механика, расчет сооружений. – 2009. – №1. – С. 8-11.

Шавыкина Е.В.

Московский государственный университет путей сообщения, г. Москва
Аспирант

УДК 699.86:697.1

ВИКТОРОВ Д.А.

**ПОВЫШЕНИЕ ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНОСТИ ПАНЕЛЬНЫХ
ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ИХ РЕКОНСТРУКЦИИ**

Рассмотрены теплоэнергетические показатели при реконструкции крупнопанельных зданий на примере одной из типовых серий, имеющей срок эксплуатации 30-40 лет. Предложены основные рекомендации по улучшению энергоэффективности. Составлены тепловые балансы существующего и реконструированного здания.

Ключевые слова: тепловой баланс, теплоэнергетические показатели, реконструкция.

Thermoenergetic indices at the reconstruction of large-panel buildings by the example of one of standard building series having service life for some 30-40 years are considered. Principle recommendations for power effectiveness increase are offered. Thermal balances both for available and reconstructed buildings are compiled.

Keywords: thermal balance, heat power parameters, reconstruction.

Жилым зданиям присваивается класс энергетической эффективности в зависимости от величины удельного расхода тепловой энергии на отопление, нормируемая величина которого зависит от назначения и этажности здания [1]. Классификацию по энергопотреблению 5-этажных жилых зданий можно представить в виде таблицы 1.

Таблица 1 – Классификация 5-этажных жилых зданий г. Брянска по энергопотреблению

Обозначение класса	Наименование класса энергетической эффективности	Удельный расход энергии на отопление	
		кВт·ч/м ²	кДж/(м ² ·°С·сут.)
1	2	3	7
A	Очень высокий	70 и менее	56 и менее
B	Высокий	71-96	57-77
C	Нормальный	97-111	78-89
D	Низкий	112-425	90-340
E	Очень низкий	426 и более	341 и более

Рассмотрим тепловой баланс панельного здания на примере жилого дома серии 1-335, состоящего из двух рядовых и двух торцовых блок-секций. Ориентацию главного фасада условно принимаем на юг.

Конструктивное решение пятиэтажных жилых зданий серии 1-335 – неполный каркас с продольными несущими стенами из керамзитобетонных панелей толщиной 350 мм. Окна – двойное остекление из обычного стекла в отдельных деревянных переплетах. Покрытие – комплексные керамзитобетонные панели с рулонной кровлей из четырех слоев рубероида. Техническое подполье с разводкой трубопроводов. Здание подключено к централизованной

системе теплоснабжения и имеет систему отопления без термостатов и без авторегулирования на вводе.

Градусо-сутки отопительного периода $D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot z_{ht}$, где расчетную температуру внутреннего воздуха принимаем $+18^\circ\text{C}$ [3]. Для г. Брянска $D_d = 4162^\circ\text{C}\cdot\text{сутки}$.

При составлении теплового баланса необходимо располагать всеми данными, характеризующими объемно-планировочное и теплотехническое исполнение здания (таблица 2).

Таблица 2 – Геометрические, теплотехнические и энергетические показатели существующего здания

Ограждающая конструкция	$A, \text{м}^2$	$R_{req}, \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	$R', \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$	$Q_h^{tr}, \text{ГДж}$
1	2	3	4	5
Стены	1368,9	2,857	0,758	733,8
Окна и балконные двери	664,0	0,462	0,440	613,2
Входные двери	13,52	0,759	0,800	6,9
Покрытие	744,4	4,281	0,939	322,1
Перекрытие первого этажа	744,4	3,773	0,358	338,0

Основные составляющие теплового баланса здания [2]:

Q_h^{tr} – теплопотери трансмиссионные (через наружные ограждающие конструкции здания);

Q_h^{inf} – теплопотери инфильтрационные (за счет инфильтрации и вентиляции);

Q_{int} – теплопоступления бытовые (за счет тепловыделений людей, освещения и оргтехники);

Q_s – теплопоступления инсоляционные (через окна и фонари от солнечной радиации);

Q_h^y – расход тепловой энергии на отопление здания.

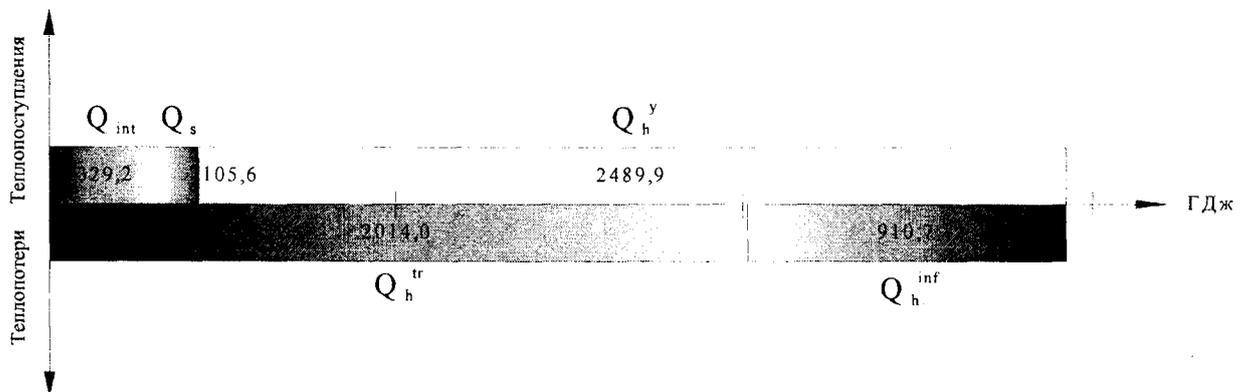


Рисунок 1 – Тепловой баланс существующего здания

Разница между теплопотерями и теплопоступлениями показывает расход энергии на отопление. Удельный расход составляет $q_h^{des} = 161 \text{ кДж}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} \cdot \text{сут.})$.

Соответственно, эксплуатируемое существующее здание серии 1-335 относится к классу D по энергетической эффективности. В эту категорию попадают все крупнопанельные пятиэтажные здания, имеющие сходные геометрические и теплотехнические показатели.

Для перехода от зданий классов E и D к зданиям класса A необходимо выполнить совокупность мероприятий, направленных на уменьшение энергопотребления:

- комплекс ремонтно-строительных работ, направленных на приведение теплотехнических показателей всех ограждающих конструкций к современным требованиям;
- модернизацию системы отопления предпочтительно за счет организации пофасадного регулирования подачи теплоносителя в зависимости от средней температуры воздуха в помещениях каждого фасада [4];
- переход на механические или смешанные системы регулируемой приточно-вытяжной вентиляции с рекуперацией тепла;
- разработку системы мер материальной заинтересованности застройщиков повышать класс энергетической эффективности зданий, а жильцов снижать энергопотребление домов.

Произведем утепление стен по технологии «Мосрекон», так как данная система вентилируемых фасадов адаптирована к климатическим условиям Центрального региона России, а также наиболее доступна в ценовом плане [5]. Для теплоизоляционного слоя применяем плиты из стеклянного волокна, имеющие расчетный коэффициент теплопроводности при условиях эксплуатации в Брянской области $0,045 \text{ Вт/м}\cdot\text{°C}$. Сопротивление теплопередаче наружных стен составит $3,060 \text{ м}^2\cdot\text{°C/Вт}$.

Существующие оконные блоки целесообразно заменить двухкамерным стеклопакетом в одинарном поливинилхлоридном переплете из стекла с твердым селективным покрытием, так как они имеют оптимальное сочетание коэффициентов, учитывающих затенение светового проема непрозрачными элементами затенения и относительное проникание солнечной радиации. Тем самым увеличивается сопротивление теплопередачи светопрозрачных конструкций до $0,580 \text{ м}^2\cdot\text{°C/Вт}$ (при заполнении аргоном до $0,650 \text{ м}^2\cdot\text{°C/Вт}$).

Утепление перекрытия первого этажа и покрытия проводим по уже известным и апробированным технологиям; сопротивление теплопередаче составит $3,550 \text{ м}^2\cdot\text{°C/Вт}$ и $4,420 \text{ м}^2\cdot\text{°C/Вт}$ соответственно.

Организация воздухообмена с использованием рекуперации позволяет утилизировать тепло вытяжного воздуха, на подогрев которого уходит около 50% всего потребляемого тепла на отопление здания, то есть инфильтрационные теплотери уменьшатся вдвое.

Увеличивая в 2 раза коэффициент эффективности авторегулирования подачи теплоты, пропорционально увеличивается эффективность всех тепlopоступлений в здание.

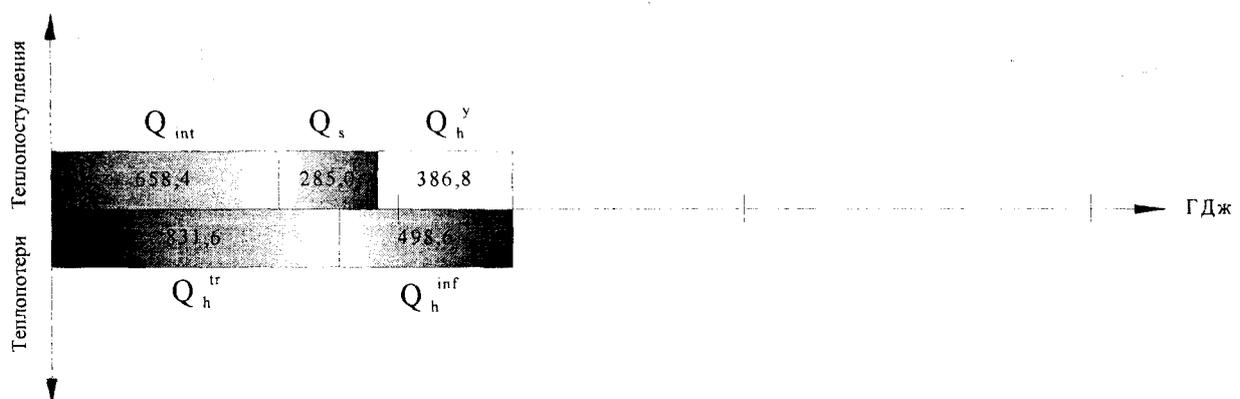


Рисунок 2 – Тепловой баланс реконструированного здания

Удельный расход составляет $q_h^{des} = 23$ кДж/(м²·°С·сут.), соответственно, реконструированный панельный дом серии 1-335 будет относиться к классу А по энергетической эффективности. Сравнительный анализ теплового баланса существующего и реконструированного панельного здания показывает, что, выполнив комплекс основных мероприятий, достигается эффект снижения расхода энергии на отопление в 6,5 раз. Полученный показатель удельного расхода энергии 23 кДж/(м²·°С·сут.) или 29 кВт·ч/м² приближается к энергоэффективным зданиям со сверхнизким потреблением энергии (концепция Passive House) [6].

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 23-02-2003. Тепловая защита зданий [Текст] / Госстрой РФ. – М.: Стройиздат, 2003. – 54 с.
2. Гертис, К. Здания XXI века – здания с нулевым потреблением энергии [Текст] // Энергосбережение. – 2007. – №3. – С. 34-36.
3. Ливчак, В.И. Расчет теплопотребления эксплуатируемых жилых зданий – основа энергосбережения [Текст] // АВОК. – 2005. – №7. – С. 4-9.
4. Кононова, М.С. Выбор технических решений энергосберегающих мероприятий при реконструкции систем отопления зданий [Текст] // Концептуальные вопросы современного градостроительства. – Воронеж, 2007. – С. 73-80.
5. Граник, Ю.Г. Применение фасадных систем в жилищно-гражданском строительстве [Текст] // Энергосбережение. – 2005. – № 4. – С. 84-89.
6. Табунщиков, В.И. Строительные концепции зданий XXI века в области теплоснабжения и климатизации [Текст] // АВОК. – 2005. – №4. – С. 4-7.

Викторов Д.А.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Аспирант

УДК 504.61

СКОБЕЛЕВА Е.А., КЛЮЕВА Н.В., АНДРОСОВА Н.Б., ПОЗДНЯКОВ А.Л.

ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ БЫСТРОВОВОЗВОДИМЫХ РЕСУРСО-, ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫХ ЗДАНИЙ ДОШКОЛЬНЫХ УЧРЕЖДЕНИЙ С ПОЗИЦИИ КОНЦЕПЦИИ БИОСФЕРНОЙ СОВМЕСТИМОСТИ

В статье анализируется проблема, связанная с новой концепцией создания для городов и сельских поселений современных зданий дошкольных образовательных учреждений (ДОУ), в том числе состояние нормативно-технической базы по сопровождению их проектирования и строительства. Формулируются принципы разработки технических решений для зданий ДОУ в рамках концепции биосферной совместимости. Приводится вариант предложенной для реализации при строительстве рассматриваемых зданий архитектурно-конструктивной системы.

Ключевые слова: дошкольные образовательные учреждения, нормативно-техническая база, концепция биосферной совместимости.

In article the problem connected from the new concept of creation for cities and rural on-settlement modern buildings of preschool educational institutions (PEI), including a condition of normative and technical base on support of their designing and building is analyzed. Are formulated principles workings out of technical decisions for PEI buildings within the limits of the concept of biospheric compatibility. The variant offered for realisation at building of considered buildings of architecture-but-constructive of system is resulted.

Keywords: preschool educational establishments, normative and technical base, the concept of biospheric compatibility.

В условиях недостаточной социальной обеспеченности городов и сельских поселений дошкольными образовательными учреждениями назрела необходимость создания качественно новых научно обоснованных архитектурно-планировочных и технических решений. Основной задачей при создании зданий рассматриваемого типа является обеспечение комплексной безопасности, высокого уровня функциональных возможностей и комфортности, ресурсосбережения при строительстве, энергоэффективности при эксплуатации, быстрого возведения.

Одним из первостепенных направлений для реализации поставленной задачи, несомненно, является формирование новой нормативной базы градостроительного проектирования зданий рассматриваемого типа, отвечающих концепции создания качественной и безопасной среды обитания.

При разработке градостроительных планов городов и поселений наряду с традиционно сложившимися подходами должны учитываться новые особенности, отвечающие современным вызовам и новым требованиям, предъявляемым к функциям города и безопасности городской среды.

В последние годы произошли значительные правовые и нормативные изменения в градостроительной сфере деятельности, к числу которых, несомненно, относится и новый градостроительный и земельный кодексы. На их основе осуществляется корректировка градостроительных планов городов и поселений, осуществляется переход к новой системе технического регулирования строительной деятельности, новым правилам землепользования и др.

Научный анализ этих изменений показал, что обозначенные в них стратегические цели не имеют четкого научного обоснования, не подкреплены ресурсно, а главное – не содержат механизмов их введения в хозяйственный оборот, большей частью носят декларативно-рекомендательный характер и нуждаются в существенной доработке.

Одним из возможных направлений корректировки названных и связанных с ними нормативно-правовых документов могут служить сформулированные Российской академией архитектуры и строительных наук предложения к новой концепции биосферной совместимости регионов, городов и поселений [1-3]. Концепция биосферной совместимости примени-

тельно к дошкольным и школьным образовательным учреждениям может быть сформулирована общим принципом – обеспечение комфортности и безопасности детства. Технически этот принцип может быть реализован через обеспечение доступности всех функций развития человека [4], через соответствующую организацию внутренней и внешней инфраструктуры объектов образовательного назначения.

Следующим, не менее важным направлением решения проблемы социальной обеспеченности дошкольными муниципальными образовательными учреждениями областных и районных центров, сельских поселений является создание качественно новых научно обоснованных решений для проектирования объектов данного типа. Это направление чрезвычайно актуально, поскольку фонд зданий дошкольных образовательных учреждений в основном сформирован зданиями, выстроенными по типовым проектам, которые разрабатывались для дошкольных учреждений общего типа, не предполагающих разнообразия в формах и методах воспитания и медицинского обслуживания детей.

Основным отличием инновационных проектов зданий образовательного назначения должны стать не только предусмотренный высокий уровень функциональных возможностей, комфорта проектируемых зданий, но и достижение повышенных требования энергоэффективности и безопасности. Технические решения, принимаемые при проектировании зданий нового типа, в свою очередь, позволят сформировать нормативную базу градостроительного проектирования зданий рассматриваемого типа, отвечающих сформулированной концепции создания нового качества среды обитания.

В соответствии с изложенной концепцией проектирования биосферной совместимости социально-ориентированных зданий дошкольных учреждений авторами предложены варианты архитектурно-конструктивных систем зданий рассматриваемого типа [5]. В качестве основополагающих принципов при создании технических решений приняты следующие:

- использование индустриальной системы с внутренним несущим каркасом и поэтажно опертыми наружными стенами из штучных материалов, ранее такая система была разработана для быстровозводимых энерго- и ресурсоэффективных многоэтажных жилых домов [6, 7];

- возможность трансформации планировочных решений при максимальном сохранении опалубочных форм для выпуска панелей существовавших типовых серий;

- снижение материалоемкости, стоимости и сроков возведения каркаса здания;

- повышение теплозащиты наружного контура здания за счет полного исключения несущих функций наружных стен;

- обеспечение конструктивной безопасности каркаса здания при проектных и техногенных запроектных воздействиях, в т.ч. учет предложений по повышению живучести системы в запредельных состояниях;

- модернизация узлов, стыков и связей для обеспечения возможности надежного опирания, сопряжения несущих конструкций больших пролетов;

- снижение массы основных конструкций при рациональном конструировании, в частности, путем уменьшения площадей их поперечных сечений при одновременном соблюдении требований, устанавливаемых расчетом по предельным состояниям 1-ой и 2-ой групп;

- повышение уровня комфортности и вариабельности внутренних помещений.

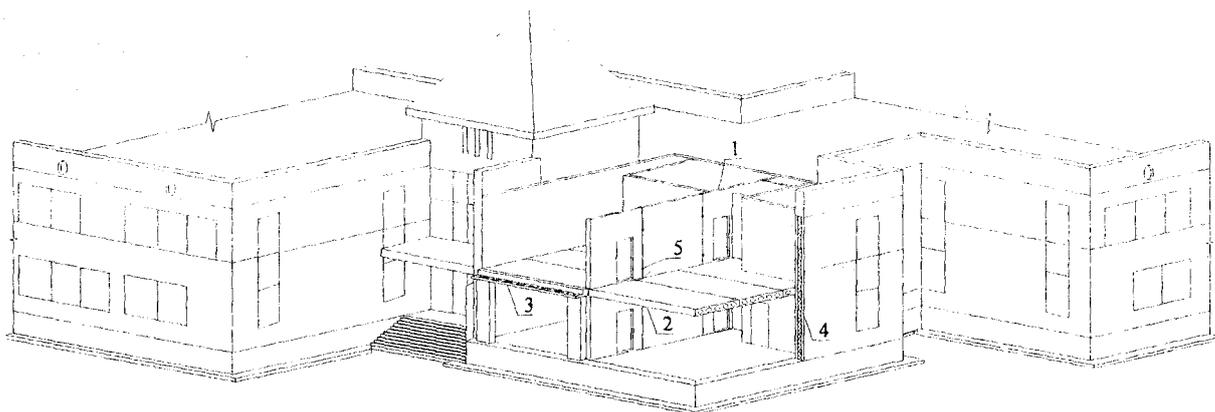
Вместе с тем, при проектировании зданий детских дошкольных учреждений следует иметь в виду, что объем строительства объектов соответствующего функционального назначения в каждом отдельном населенном пункте не может оправдать создания каких-либо специальных конструкций, используемых только в этом виде зданий. В связи с этим целесообразно конструкции, применяемые в проектах детских дошкольных учреждений, рассматривать в комплексе с конструкциями, предназначенными для возведения жилых зданий.

Предложенные для реализации приведенных выше принципов рационального проектирования технические решения защищены патентами на изобретение РФ [8-11]. Эти решения заключаются в следующем (рисунок 1): здание состоит из внутренних продольных и поперечных стен из железобетонных панелей толщиной 120-200 мм, жестко связанных между собой по вертикальным швам в не менее чем в 2-х местах. Шаг несущих панелей в зависимо-

сти от определенных по соответствующим нормативным документам величин площадей помещений должен составить 3,2-9,0 м, высота этажа - от 3,3 м. По торцам этих панелей, выходящих на наружный контур здания, укладываются ригели с перфорированной полкой для обеспечения теплоизоляции междуэтажных стыков. На ригели опираются самонесущие на один этаж наружные стены из теплоэффективных материалов, например, многослойные из кирпича и легкого утеплителя или из штучных теплоизоляционных блоков. Несмотря на относительно жесткую конструктивную схему такого варианта решения каркаса, обеспечивается возможность широкой трансформации архитектурно-планировочных решений.

Такое разделение конструкций здания на несущие и ограждающие, не допуская совмещения функций, позволяет по сравнению с конструкциями крупнопанельного строительства, кирпичными зданиями снизить массу здания, повысить теплозащитные свойства наружного контура и снизить сроки возведения здания за счет возможности параллельного возведения несущих элементов и наружных стен. Поэтажное опирание стен позволяет использовать для их устройства малопрочные, но энергоэффективные материалы и легкие ограждающие конструкции, обеспечивающие высокую тепловую защиту наружного контура зданий.

а)



б)

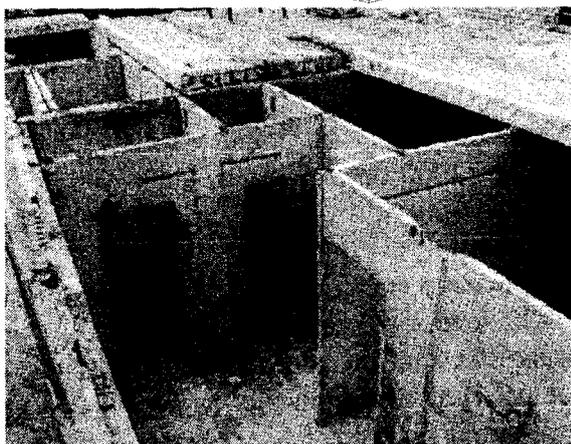


Рисунок 1 – Общий вид (а) и фрагмент (б) здания, построенного с помощью предложенной конструктивной системы зданий дошкольных образовательных учреждений: 1 – внутренние несущие продольные и поперечные стены; 2 – плиты перекрытия; 3 – несущий обвязочный ригель с перфорированной полкой; 4 – наружные стены; 5 – связи между несущими элементами

Для повышения устойчивости внутренних несущих стен каркаса здания была разработана конструкция обвязочного ригеля (рисунок 2), имеющая L-образное поперечное сечение, в выступающей полке которого расположены отверстия, представляющие собой термо-разъемы (после монтажа заполняются плитным утеплителем) [9].

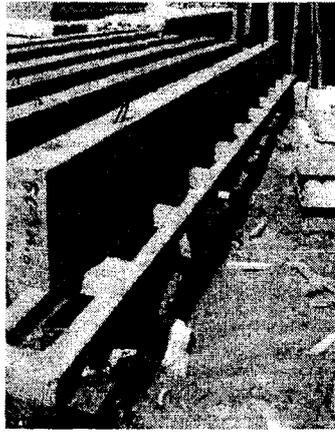


Рисунок 2 – Общий вид перфорированного обвязочного ригеля

Учитывая специфику сложного силового сопротивления ригеля при эксцентричном его нагружении полосовой нагрузкой от стен, проводились экспериментальные исследования по изучению его деформирования при кручении с изгибом.

Анализ результатов исследований ригеля позволил выявить особенности его деформирования, трещинообразования и схемы разрушения при изгибе с кручением. Результаты эксперимента позволяют рекомендовать предложенную конструкцию ригеля в качестве связевых ригелей, воспринимающих нагрузку от поэтажных стен и являющихся связями-распорками, обеспечивающими устойчивость поперечных стеновых панелей, выходящих на наружный контур здания.

Кроме того, результаты испытаний показали наличие резервов в разработанной конструкции, что позволяет в дальнейшем распространить предложенное конструктивное решение ригеля для более сложных условий его работы.

В качестве несущих конструктивных систем для помещений спортзалов и бассейнов разработаны легкие пространственные конструкции в виде сталежелезобетонных панелей-оболочек «на пролет» типа КСО или СПО (рисунок 3). Опираение панелей выполняется на сборные железобетонные подсводные балки по колоннам или на стеновые панели каркаса.

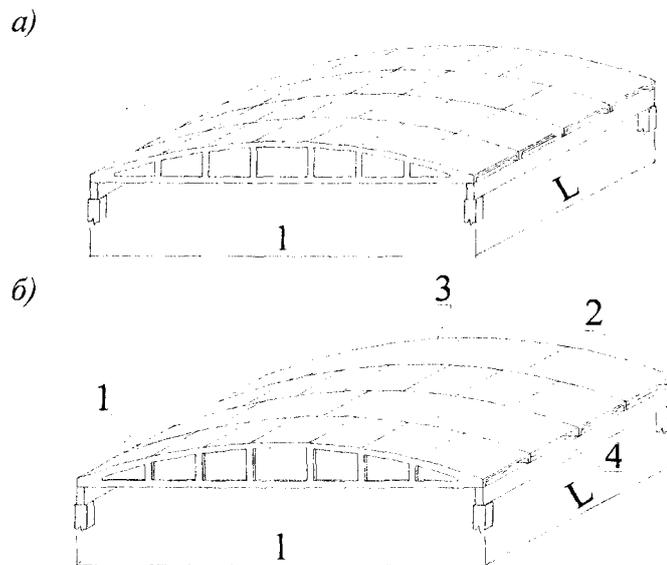


Рисунок 3 – Конструкции покрытий зальных помещений из панелей-оболочек типа КСО при рядовом покрытии (а), при комбинированном покрытии (б): 1 – панель-оболочка КСО; 2 – гибкая пластина крайняя; 3 – гибкая пластина средняя; 4 – подсводная балка

Применение предлагаемых конструкций ригеля и легких пространственных конструкций покрытия позволяет значительно снизить расход материалов на конструкции рассматриваемых зданий, увеличить скорость монтажа каркаса, уменьшить отапливаемый объем зальных помещений.

Прочность внутренних стен предлагаемой конструктивной системы здания, как и любых крупнопанельных зданий, определяется, как правило, прочностью опорных узлов сопряжения несущих стен и перекрытий. Действующими нормами в качестве основного решения для панельных стен при двухстороннем опирании плит перекрытий рекомендуется такой узел выполнять как платформенный стык.

Для увеличения несущей способности рассматриваемого стыка и, таким образом, для повышения конструктивной безопасности здания в целом необходимо усиливать опорные части плит. Предложено, чтобы у торцов панелей, где пустоты выходят на поверхность, в верхних полках над ними предусматривались дополнительные прямоугольные отверстия или скосы. Эти отверстия/скосы обеспечивают возможность заполнения торцов отверстий в приопорной зоне плиты при бетонировании стыка с целью их одновременного замоноличивания (рисунок 4). Предложенные технические решения платформенного стыка защищены патентами на изобретение РФ [10, 11].

Для обеспечения возможности более широкого применения использования в каркасно-панельных системах платформенного стыка в отчетном периоде было выполнено экспериментальное исследование по несущей способности при его различных конструктивных решениях [5].

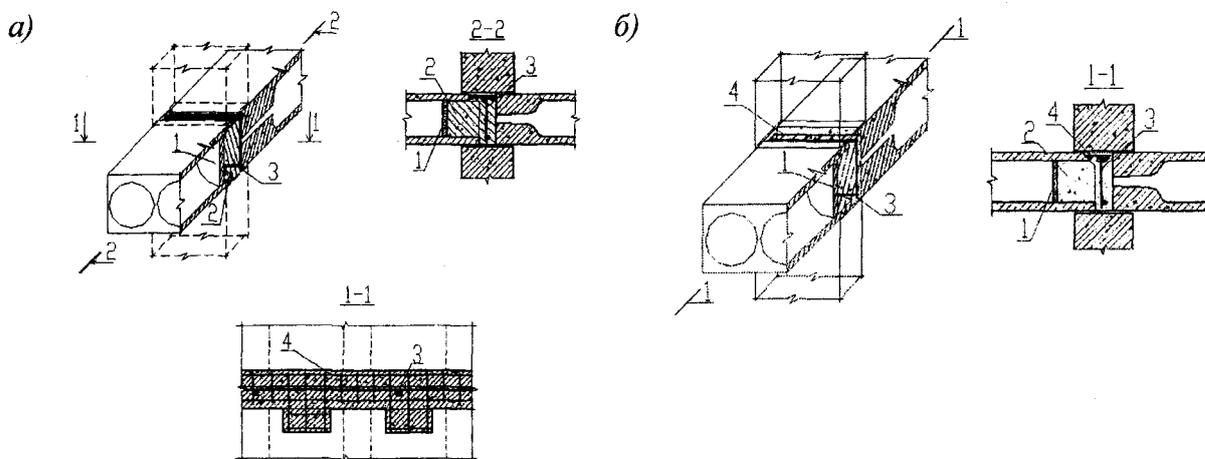


Рисунок 4 – Технические решения сборно-монолитного платформенного стыка: а – с плитами, имеющими отверстия прямоугольной формы в торце плиты; б – с плитами, имеющими скосы в торце плиты: 1 – бетонная диафрагма, 2 – бетон замоноличивания стыка, 3 – арматурный каркас, 4 – арматурная сетка

Для исследований были изготовлены два образца платформенного стыка, представляющие собой сопряжение бетонных призм, имитирующих фрагменты внутренних стеновых панелей, высотой 200 мм и торцевых частей многопустотных плит перекрытия (рисунок 5). Испытания проводились в соответствии с ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости».

В ходе испытания фрагмента платформенного стыка установлено, что разрушение началось с образования волосяных трещин в вертикальном шве, а затем при увеличении нагрузки произошло разрушение с образованием вертикальных трещин раскалывания в опорных участках плит перекрытия. Экспериментально подтверждено значение разрушающей нагрузки, определенной теоретически. В итоге разрушающей нагрузке 454 т/м, полученной без ограничения горизонтальных смещений плит стыка (в запас прочности), соответствует расчетное значение нагрузки $N_{max} = 454 \div 1,6 \times 0,9 = 255,4$ т/м.

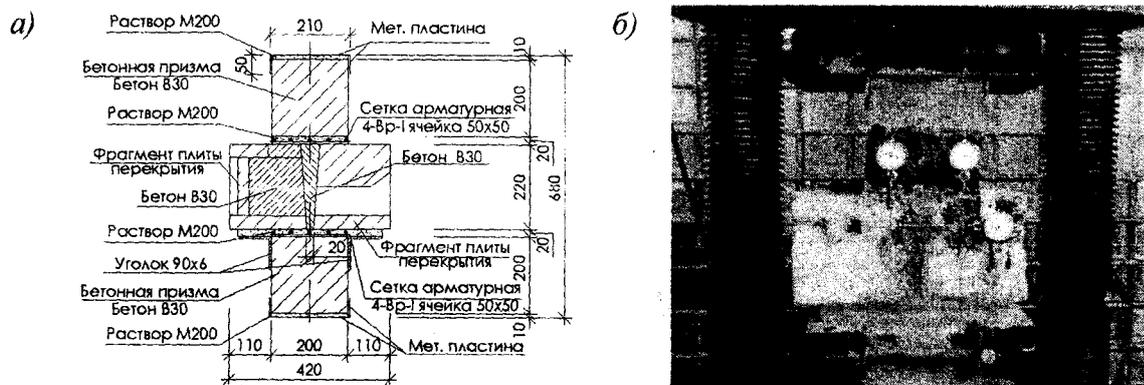
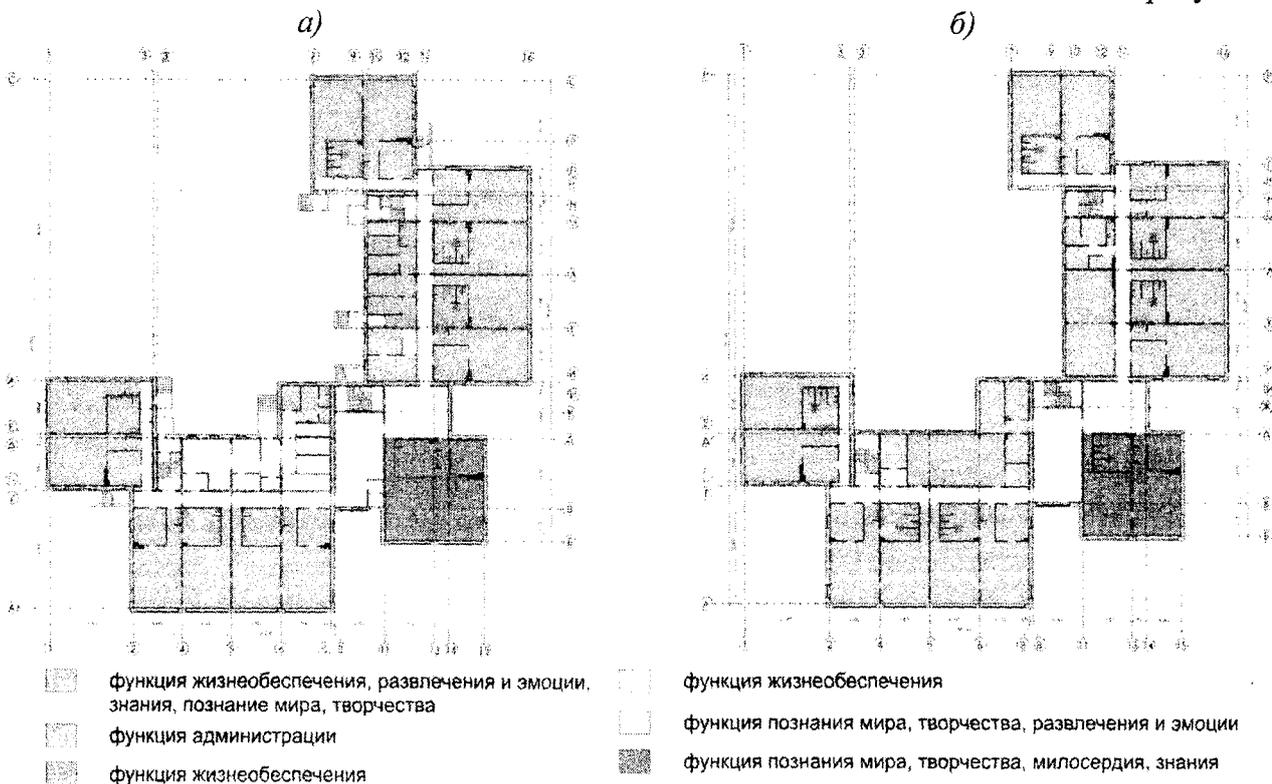


Рисунок 5 – Схема испытания платформенного стыка (а), общий вид испытательной установки с опытными образцом (б)

Испытания платформенного стыка показали, что прямое компьютерное моделирование геометрических и прочностных характеристик стыкового соединения при увеличении нагрузок на платформенный стык и, соответственно, его размер не отражают особенности напряженно-деформированного состояния такой системы. В дальнейшем планируется проведение более детальных исследований с варьированием конструктивных особенностей стыков в широком диапазоне применительно к предлагаемым конструктивным решениям платформенных стыков.

Архитектурно-планировочные и конструктивные решения, предложенные авторами, предлагается реализовать в модульной конструктивной системе, позволяющей путем трансформации объемов здания обеспечивать различную вместимость детских образовательных учреждений. В основу положен модуль детского сада на 260 мест (рисунок 6). Схемы планов этажей ДОО выполнены с основным модульным шагом 6,4 м. Сохраняя основное ядро модуля, включающее пищеблок, медицинский блок, прачечную, административный блок и изменяя количество ячеек, предназначенных для размещения детей, можно трансформировать модуль до объемов вместимостью 220, 160, 120 и 80 мест.

Начало рисунка 6



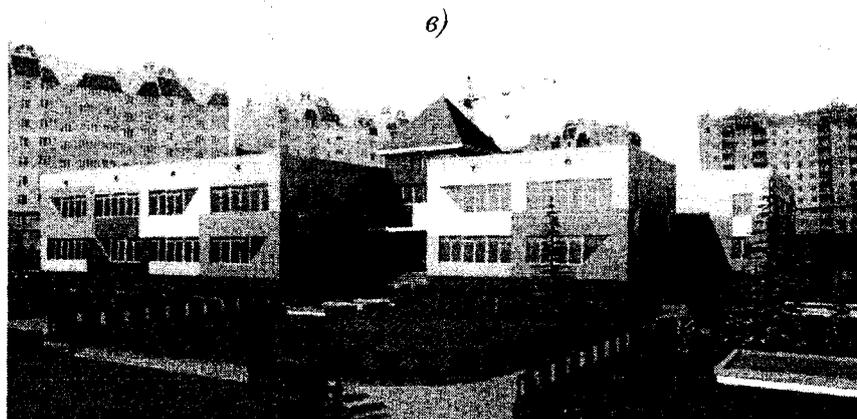


Рисунок 6 – План 1-го (а) и 2-го (б) этажей, общий вид макета (в) детского сада на 260 мест в жилом микрорайоне по Наугорскому шоссе в г. Орел

Выполненный технико-экономический анализ новой конструктивной системы для зданий образовательных учреждений показал, что экономия финансовых средств на строительство рассматриваемого объекта по сравнению с имеющимися конструктивными решениями таких зданий (кирпичные, блочные, панельные) составляет в среднем 16,22% или 3,89 тыс. руб. на 1 м² общей площади в текущих ценах по состоянию на I квартал 2009 г. для Орловской области [5].

ЛИТЕРАТУРА

1. Ильичев, В.А. Некоторые вопросы проектирования поселений с позиции концепции биосферной совместимости [Текст] / В.А. Ильичев, В.И. Колчунов, А.В. Берсенева, А.Л. Поздняков // Academia. Архитектура и строительство. – М.: РААСН. – 2009. – №1.
2. Кудрявцев А.П. Проблемы территориального планирования и кадровое обеспечение современного градостроительства России [Текст] / А.П. Кудрявцев, Ю.А. Сдобнов, Э.А. Шевченко // Academia. Архитектура и строительство. – М.: РААСН. – 2007. – №2. – С. 3-11.
3. Ильичев, В.А. Анализ материалов экологических изысканий для устойчивого развития малых и средних городов России [Текст] / В.А. Ильичев, В.И. Колчунов, А.Л. Поздняков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ. – 2007. – №4. – С. 55-60.
4. Ильичев, В.А. Потребности личности и функции города [Текст] / В.А. Ильичев // Доклад на пленарном заседании Международной научно-технической конференции. – Барнаул, 1999.
5. Разработка технических решений рациональных быстровозводимых конструктивных систем зданий образовательных учреждений (школьных и дошкольных) [Текст]: отчет о НИР (промежут.) / ОрелГТУ; рук. В.И. Колчунов; исполн.: Г.Ф. Сенчук, Н.В. Клюева, С.А. Кобелева [и др.]. – Проект: №4/2-08. – ГРНТИ 67.29.31;67.11.31. – Орел., 2008. – 140 с.
6. Разработка смешанных систем жилых домов повышенной этажности: отчет о НИР/ АНО «Орловский академический научно-творческий центр РААСН»; рук. В.И. Колчунов, С.Н. Булгаков; исполн.: Е.В. Осовских [и др.]. – Орел, 2002. – 121 с.
7. Разработка рациональных конструктивных систем вновь возводимых и реконструированных общественных зданий с высоким уровнем живучести при запроектных воздействиях [Текст]: отчет о НИР (промежут.) / АНО «Орловский академический научно-творческий центр РААСН»; рук. В.И. Колчунов; исполн.: Е.А. Скобелева, Д.В. Кудрина [и др.]. – М., 2006. – 56 с.

8. Пат. 2281365 Российская федерация, МПК E04H1/00. Здание из панельных элементов / В.И. Колчунов, Г.А. Сафонов, Н.В. Ключева, Е.А. Мелешкова (Скобелева); заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 01.11.2004; опубл. 10.08.2006, Бюл. №22. – 7 с. – ил.

9. Пат. 2275477 Российская Федерация, МПК E04B 2/56. Решетчатый элемент стенового ограждения / В.И. Колчунов, Г.А. Сафонов, Б.М. Фурсов, И.В. Тинякова; заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 20.01.2006; опубл. 27.04.2006, Бюл. №12. – 8 с. – ил.

10. Пат. 2276238 Российская Федерация, МПК E04B 1/61, E04B 5/02. Платформенный сборно-монолитный стык / В.И. Колчунов, В.Н. Петров, Н.В. Ключева, Е.А. Мелешкова (Скобелева); заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 14.12.2004; опубл. 10.05.2006, Бюл. №13. – 6 с.

11. Пат. 2276712 Российская Федерация, МПК E04B 1/61, E04B 5/02. Платформенный сборно-монолитный стык / В.И. Колчунов, В.Н. Петров, Н.В. Ключева, Е.А. Мелешкова (Скобелева); заявитель и патентообладатель ОрелГТУ. – заявл. 11.01.2005; опубл. 20.05.2006, Бюл. №14. – 6 с.

Скобелева Е.А.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: oantc@ostu.ru

Ключева Н.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Городское строительство и хозяйство»
Тел.: +7 (4862) 73-43-65
E-mail: oantc@ostu.ru

Андросова Н.Б.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Аспирант, ассистент кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: oantc@ostu.ru

Поздняков А.Л.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: oantc@ostu.ru

УДК 72.025.4:711.42(470.43)

ВАВИЛОНСКАЯ Т.В.

СТРАТЕГИЯ ОБНОВЛЕНИЯ АРХИТЕКТУРНО-ИСТОРИЧЕСКОЙ СРЕДЫ (НА ПРИМЕРЕ Г. САМАРЫ)

В статье раскрыт круг основных проблем, с которыми связано ведение проектных и строительных работ на территории исторических центров городов. К таким проблемам автор относит необходимость сохранения археологического культурного слоя и исторической парцелляции застройки как основы планировочного модуля исторической среды центра. Для условий г. Самары автор предлагает выделить несколько принципов организации новой жилой застройки на территории исторических центров городов, основанных на сохранении и развитии модуля домовладений.

Ключевые слова: исторический центр города, организация новой жилой застройки.

In article the basic problems of building updating is opened. This problems is connected with a conducting design and civil work in a territory of the historical city centers. The author carries necessity preservation of an archeologic cultural layer and the module of the historical environment of the center. For conditions of Samara the author suggests to allocate some principles of a new housing estate organization for territories of the historical city centers based on a preservation and development of the home ownerships module.

Keywords: historical city centre, the organization by a new vein of building.

Основные направления обновления исторической застройки заключаются в повышении статуса города как историко-культурного центра, для чего необходим комплексный подход в решении вопросов реставрации и реконструкции застройки, поиск новых экономических рычагов к сохранению недвижимого историко-культурного наследия. Компромисс между новым строительством и реставрационно-восстановительными работами в границах исторического центра может служить подобным рычагом. Необходимо оградить средствами консервации наиболее исторически ценные территории [1], связанные с ранними этапами развития города, т.к. на сегодняшний день пока отсутствуют экономические рычаги для работы с наиболее древним археологическим культурным слоем историко-культурного наследия г. Самары, который требует проведения целого комплекса специальных работ, в том числе вскрытия остатков древних валов, проведения комплексных археологических работ на месте древнего города (рисунок 1, а). Земли археологического культурного слоя впоследствии могут стать «полигоном» для развития различных форм туристической деятельности.

Наибольшее внимания с этих позиций в Самаре заслуживают следующие территории:

- двух бывших крепостей "Самарского городка" 1586 г. (рисунок 1, б) и земляной крепости 1706 г.;
- застройки улиц в тех местах, где дорегулярная и регулярная красные линии совпадают;
- застройки внутриквартальных пространств, вобравших улицы и переулки дорегулярного города и сохранивших живописную ориентацию ряда построек, подчиненную «сетке» древнего города.

Одним из экономических рычагов для улучшения ситуации в центральных планировочных зонах городов может стать введение налога на реконструкцию и реставрацию (по опыту Татарстана).

Обновление архитектурно-исторической среды часто бывает связано с изменением модуля застройки. Общие градостроительные рекомендации по изменению исторической парцелляции определяются местоположением преобразуемой территории в структуре городского

центра: для заповедной зоны городского центра (исторического ядра) логичной можно считать сохранение или частичное укрупнение модуля новой застройки по отношению к исторической (в 2-4 раза); для периферийных зон исторического центра города укрупнение модуля новой застройки по отношению к исторической может быть значительно выше (6-15 и более раз).

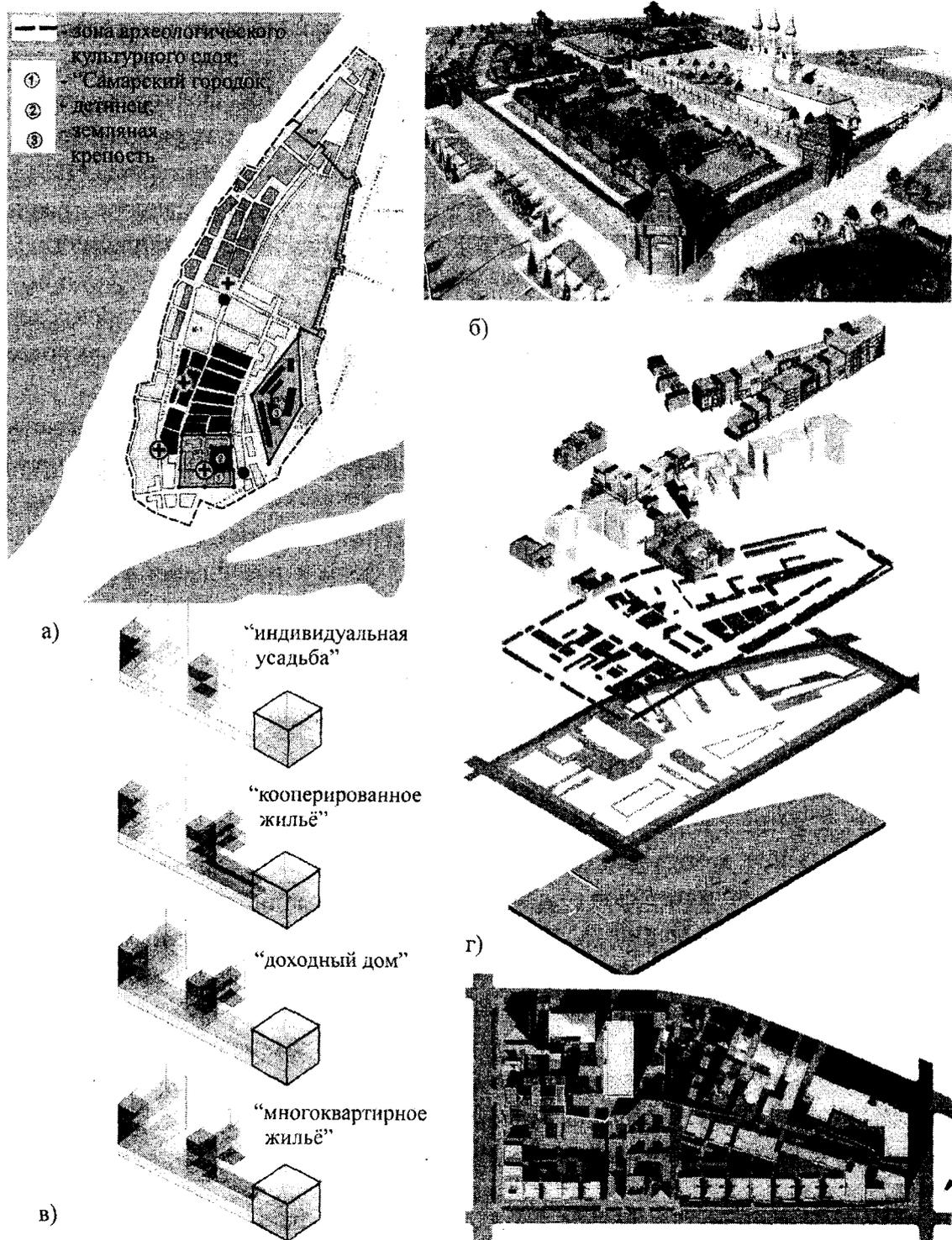


Рисунок 1 – Обновление архитектурно-исторической среды г. Самары: а – зона археологического культурного слоя г. Самары; б – графическая реконструкция Самарского городка 1586 г. (Т.В. Вавилонской, С.Г. Мальшевой, А.В. Грибанова); в – модели сохранения и развития домовладений исторического центра; г – обновление застройки квартала №43 в Самаре на принципах топологического кода (Т.В. Вавилонская, С.В. Войтаник, О.А. Трофимова)

Отдельно следует остановиться на таком элементе исторической среды, каким является городская усадьба (земле- и домовладение). Ее значимость определяется тем, что она является основным планировочным модулем исторической застройки. По характеру допустимых к ним реконструктивных мероприятий усадьбы могут быть ранжированы от наиболее ценных (территорий памятников) до рядовой типичной городской усадьбы. В первом случае реконструктивные мероприятия обусловлены необходимостью восстановления (сохранения) ее архитектурно-пространственной организации и морфологии, соблюдения характера функционального использования ее составных элементов. Возможны изменения в архитектуре отдельных зданий, формирующих усадьбу, и замена утраченных функций на родственные (соответствующие конструктивно-типологическим характеристикам здания). В случае с рядовыми типичными городскими усадьбами следует соблюдать границы их домовладений, основные принципы архитектурно-композиционного формирования.

Учитывая современный уровень общественного производства, техническую оснащенность Самары и региональные особенности архитектуры при формировании жилых территорий в условиях исторически сложившейся городской среды, рекомендуется использовать следующие принципы организации жилья:

- применение высокоплотной жилой застройки с высокой планировочной гибкостью. Для наиболее ценных и плотно застроенных территорий и, прежде всего, для зон охраняемого ландшафта волжского и самарского склонов рекомендуется применять семейную жилую ячейку в виде отдельного дома (1-3 этажа) или малоэтажного жилого дома (2-4 этажа) на несколько семей;
- сохранение пространственно-планировочных форм консолидации на уровне малой социальной группы по признаку "соседства" (жилой двор, жилой квартал);
- по возможности, комплексное обеспечение потребителя (в структуре жилья) помещениями для творческих и любительских занятий, игр, детей и занятий физкультурой, хозяйственно-бытовыми помещениями с размещением общественных и торговых функций в первых этажах зданий;
- пространственная изоляция индивидуальных жизненных процессов (жилая ячейка, двор) от неблагоприятных воздействий общественных инфраструктур (городская улица, общественные учреждения, транспортные узлы и т.д.).

Для сохранения исторически сложившегося характера архитектуры жилой среды при проектировании новых зданий следует учитывать типичные габариты существующих домов, форму кровель, характер горизонтальных и вертикальных членений, традиционные цветовые решения, наличие интересных архитектурных деталей. Правомерно как стилевое единство новых и существующих форм, так и создание новых форм, органично вписывающихся в данную конкретную ситуацию. Во всех случаях следует опираться на индивидуальное проектирование с возможным применением (соответствующих поставленным архитектурно-художественным задачам) традиционных или близких к ним строительных материалов.

Наиболее общие принципы сохранения и развития домовладений исторического центра сводятся к следующему:

- сохранение исторической морфологии застройки (новострой может иметь план традиционной самарской усадьбы с периметральной застройкой вокруг двора), при этом допустимо ступенчатое развитие объема в глубину квартала, что позволяет сохранить масштабный строй застройки по красной линии;
- контекстуальная высота застройки при динамичном силуэте зданий;

- информационное соответствие исторической и новой застройки, достигаемое расчлененностью объемов нового здания, повторением модульности исторической застройки, разнообразием форм и размеров проемов, применением галерей, эркеров, переходов, балконов и террас, сложной линии парапета кровли, новодел может иметь облик современного жилого дома и в то же время не игнорирует окружение;
- организация функциональной программы здания по принципу чередования общественных и личных интересов при сбалансированном использовании общественных (городских) и частных (личных) пространств и функций.

Скрытые формы нового строительства, когда возможно обустройство современного, высококомфортного жилья в глубине квартала, компенсирует владельцам затраты на реконструкцию сохраняемого по красной линии застройки здания и его фасада, который и составляет предмет охраны. Это может дать новые экономические рычаги к восстановлению многих объектов историко-культурного наследия за счет привлекательности для инвестора прилегающих к памятникам территорий, где может быть развернуто новое строительство. Доформирование исторической усадьбы при этом по типу заселения может различаться в зависимости от числа предполагаемых собственников или пользователей. Основываясь на историческом опыте развития домовладений автор предлагает несколько моделей: «индивидуальная усадьба», «кооперированное жилье», «доходный дом» и «многоквартирное жилье» (рисунок 1, в).

Особое внимание при строительстве в историческом центре города следует уделять вопросу планирования высотности [2] и расширению типологии новой застройки (рисунок 1, г). В целом следует отметить, что порог высоты новой застройки Самары во время экономической стабилизации при смене стилей, направлений в архитектуре и установок в строительной деятельности был невысок и колебался в пределах от 2 до 7 этажей. В последние годы средняя высота новой застройки колеблется в пределах 8-12 этажей, а типология застройки сводится к массовому жилищному строительству в духе «историзма». Размещение новых доминант должно быть увязано как с функциональной программой развития центральных функций, так и с задачами выявления силуэта прежних узлов и осей композиционного каркаса города.

Модуль новой застройки значительно укрупняется, что приводит к трансляции принципов строчной застройки микрорайонного типа на территорию исторических центров городов. Так, исторический квартал Самары, в среднем имеющий площадь около 4 га и габариты в среднем 250×150 м, обычно включал от 15 до 25 домовладений, при полном изменении типологии застройки сегодня он разделяется на жилые группы числом от двух до шести. Часто при укрупнении планировочного модуля территория теряет свойственную историческому ядру плотность застройки.

Для разработки стратегии обновления застроечной ткани центральной планировочной зоны был зафиксирован исторический планировочный модуль, в качестве которого выступают границы домовладений, которые при сопоставлении с современной ситуацией определяют территорию памятников. Главным недостатком прежних проектов были достаточно случайные и сложные по очертанию границы групповых охранных зон, не учитывающие два важных аспекта: целостность восприятия архитектурного ансамбля улицы (при сохранении только одного фронта застройки ее средовые качества утрачиваются); цельность городской усадьбы, границы которой должны стать определяющими при трассировке охранных зон по внутриквартальной территории.

В Самаре наиболее плотная целостная историческая среда сохранилась на территории центральной исторической планировочной зоны в границах нынешних улиц Красноармейской и Самарской, застроенных по плану 1780-1796 гг. Отдельные значительные фрагменты ценной исторической застройки, носящие островной характер в среде ветхой рядовой застройки, сохранились на территории центральной исторической планировочной зоны в границах нынешних улиц Ульяновской и Братьев Коростелевых, застроенных по плану 1839-1840 гг.

Итак, среда центра – неразделимый сплав, где правомерен любой вид деятельности: реставрация, новое строительство, снос. Их соотношения определяются историческим генезисом и жизнеспособностью элементов градостроительной структуры, основными элементами которой являются кварталы и домовладения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Методических рекомендациях по экологическому мониторингу недвижимых объектов культурного наследия [Текст]. – М.: Изд-во ин-та Наследия, 2001. – 224 с.
2. Методические указания об использовании памятников истории и культуры как градоформирующих факторов при разработке генеральных планов и проектов детальной планировки городов [Текст]. – М.: Стройиздат, 1988. – С. 19.

Вавилонская Т.В.

Самарский государственный архитектурно-строительный университет, г. Самара

Кандидат архитектуры, доцент

Тел.: +7 (846) 242-52-21

E-mail: baranova1968@mail.ru

УДК 725.91

ХАЧИНА В.А., ЧИКОТА С.И.

О ПРОЕКТИРОВАНИИ ВЫСТАВОЧНЫХ ЗДАНИЙ МАССОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Оценивается роль выставочных мероприятий в экономической и культурной жизни городов, рассматривается социальная и градостроительная значимость выставочных центров. Анализируются основные проблемы, возникающие при организации выставочной деятельности и проектировании выставочных зданий, а также обосновывается необходимость разработки выставочных зданий универсального типа ориентированных на массовое строительство.

Ключевые слова: выставочные здания, проектирование.

The role of the exhibition arrangements in the economic and cultural life of the cities is estimated, the social and urban planning significance of the exhibition centers is taken into consideration. The key problems occurring during the arranging the exhibition activities and design of the expo buildings are analyzed. The importance of universal type expo buildings engineering oriented to the large scale construction is proved as well.

Key words: expo buildings, design.

Выставки – рыночные мероприятия с ограниченным временем проведения. Адресуя свои экспонаты преимущественно обычным посетителям – неспециалистам, участвующие в выставке предприятия представляют и реализуют характерные товары и услуги одной или нескольких отраслей или информируют потребителей с целью содействия сбыту товаров [1]. Выставки организуются для демонстрации достижений во всех областях социальной деятельности: в промышленности, сельском хозяйстве, науке, технике и культуре. Они имеют важное значение в политическом и эстетическом воспитании, в познании природы и общества. Выставки располагают разнообразными средствами информации и воздействия на самые широкие массы посетителей. Здесь воедино соединены средства натурального показа, печатной информации, архитектуры, живописи, скульптуры, графики, кино и музыки. Хрустальный дворец в Лондоне, Эйфелева башня в Париже, советские павильоны на всемирных выставках с 1925 г. наглядно демонстрируют основные этапы в развитии мировой выставочной архитектуры (рисунок 1).

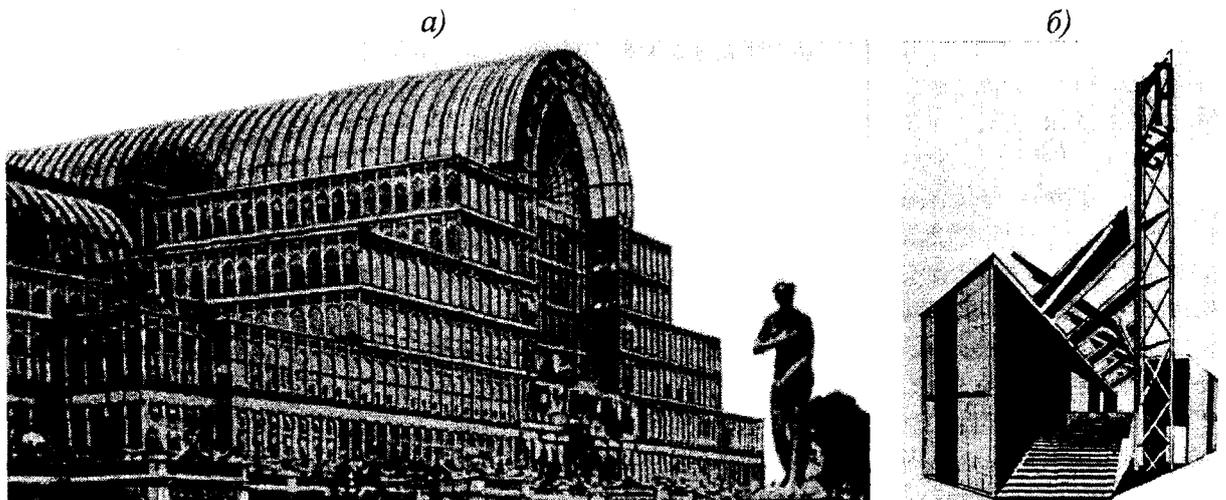


Рисунок 1 – Выставочные здания середины XIX-начала XX веков: а – Хрустальный дворец в Лондоне (архит. Д. Пэкстон, 1851 г.); б – павильон СССР на Международной выставке в Париже (архит. К. Мельников, 1925 г.)

Архитектурные и градостроительные новации особенно ярко проявляют себя на Всемирных выставках, которые всегда и являлись площадками для выражения самых смелых экспериментов, своеобразной лабораторией архитектурного эксперимента, позволяющей сравнивать, оценивать и отбирать прогрессивные приемы планировки зданий, материалы и строительные конструкции. Более чем за вековую историю с первой Лондонской выставки 1851 г. проведено 35 Всемирных выставок, на которых не только экспонаты, но и архитектура демонстрировала достижения стран в области науки, техники и культуры [2]. В разработке выставочных павильонов принимали участие крупнейшие мастера архитектуры. Однако сегодня даже павильоны международных выставок, спроектированные в 60-70-е годы XX века, уже не устраивают экспонентов и посетителей ни с функциональных, ни с художественно-эстетических позиций. Лучшие архитекторы мира (Николас Гримшо (Великобритания), профессор Освальд Матиас Унгерс (Германия), Сантьяго Калатрава (Испания), Массимилиано Фуксас (Италия)) и лучшие архитектурные бюро приглашаются для поиска новых проектных решений и строительства центров демонстрации национального достояния в области промышленности, интеллектуального и культурного уровня [3].

В последние десятилетия внимание уделяется архитектуре комплексов, где проводятся коммерческие выставки с демонстрацией последних достижений в области моды, интерьерного дизайна, книгоиздания, музыкальных инструментов, образования, компьютерного программного обеспечения, аудио-, видеотехники, игрушек, подарков и прочих полезных вещей. Современные средства информации, такие как радио и телефон, печать и телевидение по-прежнему не могут конкурировать с таким наглядным источником информации, как выставки.

Если павильоны на всемирных международных выставках – объекты уникального строительства, то наиболее массовый характер выставочная деятельность носит в областных и республиканских центрах страны. Большинству городов России строительство выставочных комплексов необходимо не менее, чем столицам. В 90-х годах новые выставочные комплексы были открыты в Нижнем Новгороде, Иркутске, Казани и ряде других городов. Но эти новостройки кардинально не решают проблему нехватки выставочных площадей. Пока лишь менее 50% традиционных выставочных городов могут предложить экспонентам специализированные площади с хорошим оборудованием [1]. В остальных городах выставки организуются в приспособленных помещениях. Во многих случаях экспозиция выставки и выставочное помещение вступают в противоречие друг с другом. Здесь имеет место парадокс: выставок много, посещаемость их громадная, интерес к ним велик, значение их понимают все, но при этом для выставок не создаются специальные комплексы.

Данную тенденцию можно наглядно проследить на примере г. Магнитогорска. За последние годы основными выставочными площадками для проведения различных торгово-выставочных мероприятий служили залы Администрации города (ипотечные, строительные выставки и т.п.), легкоатлетический манеж и ФОК (строительные, продовольственные, автомобильные выставки), здание цирка (выставки-продажи домашних кошек), Дворцы Культуры (выставки-продажи верхней одежды и обуви) и т.п. (рисунок 2). При каждой новой экспозиции эти помещения на время превращаются в строительную площадку из-за отсутствия унифицированных выставочных конструкций.

Некоторые выставки проводятся в более приспособленных помещениях, сходных по функциональному назначению, таких как Магнитогорская картинная галерея и краеведческий музей. Однако этот вариант нельзя считать оптимальным по многим параметрам. Выставки проводятся в музеях и картинных галереях за счет свертывания основной экспозиции, часто требования к необходимой площади, высоте и освещению не могут быть выполнены.

Большинство музеев устраивают временные выставки в соответствии с собственным планом работы, рассматривая их как средство для привлечения посетителей, как необходимый материал для научных исследований, для обновления экспозиции, поскольку в запасниках музеев хранится большая часть экспонатов. Но возможности музеев ограничены из-за недостатка выставочной площади. В зарубежной практике есть примеры, когда временные выставки музеев располагаются в отдельном здании или когда деятельность музеев целиком

состоит в организации выставок.

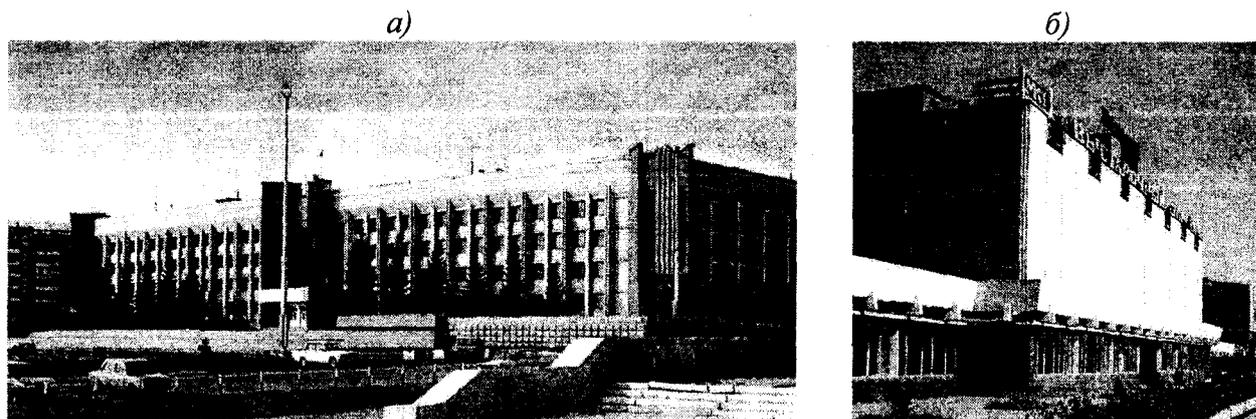


Рисунок 2 – Места проведения выставок в г. Магнитогорске: а – здание Городской администрации; б – здание выставочного зала картинной галереи

Из приведенных примеров видно, что строительство выставочных залов в крупных городах – важная и актуальная задача. Использование для выставок случайных помещений не может не отразиться на качестве экспозиций. Такая практика организации выставок не оправдывает себя и с экономической точки зрения: затрачиваются значительные средства на переоборудование зданий, которые используются в дальнейшем для иных целей.

В этой связи актуальной является задача разработки проектов выставочных зданий для массового строительства, рассчитанных на проведение различных экспозиций. Однако отсутствие обоснованных рекомендаций по определению состава и площадей помещений, оптимального соотношения основных и вспомогательных помещений, их размеров, принципов организации экспозиции заставляет проектировщиков интуитивно отыскивать решения, которые зачастую далеки от совершенства. Отсюда просчеты в объемно-планировочном построении, инженерных коммуникациях, освещении и оформлении экспозиций почти на всех выставках (за редким исключением).

Имеющаяся в распоряжении проектировщиков немногочисленная специальная литература, написанная еще в советские времена, носит описательный характер, в ней содержатся сведения в основном о международных выставках, освещается история развития сельскохозяйственных экспозиций и, наконец, рассматриваются районные сельскохозяйственные выставки. Зарубежная литература по выставкам, как правило, носит рекламный и иллюстративный характер [2].

Недооценка теоретического, научного анализа возникла в результате одностороннего понимания проблемы проектирования выставок. За отдельными уникальными объектами выставочной практики исчезли общие перспективы выставочного строительства. Фактически в России нет ни одного выставочного комплекса, который бы стабильно в полном объеме и с должным качеством смог обеспечить весь круг необходимых выставочных услуг. Но за последнее десятилетие ощутимый прогресс наметился и в этой сфере. Появились российские компании, которые специализируются на услугах для экспонентов и способны предоставлять их на уровне лучших мировых стандартов. Например, международный выставочный центр “Крокус Экспо” в Москве. Современная архитектура выставочного центра, его техническое оснащение позволяют проводить выставочные мероприятия самой широкой тематической направленности. Его основным предназначением является проведение крупных международных выставок различного профиля с участием российских и иностранных компаний. В настоящий момент “Крокус Экспо” является одной из самых крупных и перспективных выставочных площадок мира (рисунок 3).



Рисунок 3 – Выставочный центр «КРОКУС ЭКСПО»

Расширение строительства выставочных зданий, их социальная и градостроительная значимость требуют разнообразных проектов высокого качества, которые могут быть осуществлены только на основе промышленных методов. В настоящее время практика разработки ограниченного числа типовых проектов на основе жестких (неизменных) объемно-планировочных схем не может быть принята для выставочных зданий [2]. Постоянному изменению тематики и росту числа экспозиций должна соответствовать универсальная структура выставочного здания. Учет закономерностей развития выставок, конкретных градостроительных условий и дифференцированного подхода к организации разных видов экспозиций приводит к необходимости последующих трансформаций, требует гибкости и вариативности объемно-планировочных композиций. Выставочные здания для массовых экспозиций должны быть универсального использования, которое обусловлено тем, что здания подобного типа должны быть рассчитаны на проведение разнообразных выставок и мероприятий, явиться центром выставочной деятельности городов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гусев, Э.Б. Выставочная деятельность в России и за рубежом [Текст] / Э.Б. Гусев, В.А. Прокудин, А.Г. Салащенко. – М.: Издательско-торговая корпорация «Дашков и К°», 2004.
2. Ревякин, В.И. Выставки (архитектура и экспозиция) [Текст] / В.И. Ревякин. – М.: Стройиздат, 1975.
3. Архитектура выставочных центров: Комплекс Messe Frankfurt, Комплекс Fiera Milano Rho, Центр Hong Kong Convention and Exhibition Centre, Город Искусств и Науки, Комплекс Feria Valencia [Текст] // Архидом. – 2007. – №6(71). Режим доступа: <http://www.archidom.ru/article-1074.html>.

Хачина В.А.

Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова, г. Магнитогорск
Тел.: 8-963-096-99-30
E-mail: valuga007@yandex.ru

Чикота С.И.

Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова, г. Магнитогорск
Кандидат технических наук, доцент, зав. кафедрой «Архитектурно-строительное проектирование»
Тел.: +7 (3519) 29-85-46, 8-904-812-32-78
E-mail: asp_mgtu@mail.ru

УДК 656.13:56.011.54/56

БАКАЕВА Н.В.

РЕЗУЛЬТАТЫ АУДИТА ПРЕДПРИЯТИЙ ТЕХНИЧЕСКОГО СЕРВИСА АВТОМОБИЛЕЙ Г. ОРЛА

Приводятся результаты экспертизы и аудита предприятий технического сервиса автомобилей (ТСА) г. Орла. Выполнено ранжирование показателей функционального состояния и на их основе дана ранговая оценка предприятий автосервиса. Выведен рейтинг для 78 станций технического обслуживания автомобилей, с учетом мнения клиентов на основе показателей состояния сформирована потребительская оценка рынка услуг ТСА г. Орла.

Ключевые слова: экспертиза, аудит, автосервис, оценка предприятий.

Results of the examination and audit at motor-car maintenance stations in Orel are shown. Ranking functional state values is carried out and on their basis the motor-car maintenance station rating is given. Rating for 78 motor-car maintenance stations is compiled and taking into account customers' opinion on the basis of state indices the customers' estimate of MMS services in Orel is obtained.

Keywords: examination, audit, car-care center, estimation of the enterprises.

В условиях дефицита информации при анализе производственной деятельности предприятий технического сервиса автомобилей (ТСА) и оценке эффективности их функционирования широко используются методы интеграции мнений квалифицированных специалистов [1, 2], выражаемые в количественной и/или качественной форме.

В ходе исследований [3] были выделены целереализующие подсистемы и наиболее значимые факторы для достижения цели обеспечения безопасного и устойчивого функционирования системы ТСА. Совокупность выявленных факторов предлагаем считать информативными признаками или показателями функционального состояния анализируемой системы.

Показатели состояния системы ТСА разрабатывали с позиции требований по безопасности и качеству услуг ТСА, поскольку проблемы развития технического сервиса автомобилей, связанные, в первую очередь, с обеспечением дорожной и экологической безопасности, на сегодняшний день являются актуальными для нашей страны. Основу совокупности показателей ТСА составили требования национальных стандартов ГОСТ Р 51709 – 2001 «Автотранспортные средства. Требования безопасности к техническому состоянию и методы проверки (с изменением №1)» и ГОСТ Р 52113-2003 «Услуги населению. Номенклатура показателей качества», а также положения и рекомендации технических регламентов [4], закрепленных законодательно и носящих проектный вариант в области безопасной эксплуатации автотранспортных средств (АТС) как современного механизма регулирования рыночных отношений. Формируемые показатели состояния системы ТСА можно считать оценочными как для всей системы на примере конкретного региона, так и для отдельно взятого хозяйствующего субъекта.

С целью комплексной оценки предприятий ТСА г. Орла была организована экспертиза и проведен аудит 78 станций технического обслуживания автомобилей (СТОА). В основу сценария экспертизы были положены ранжирование предприятий на основе показателей состояния и их рейтинговая оценка. В качестве исходных данных к оценке автосервисных услуг послужили сведения сертификационных проверок, выполненные Центром сертификации и менеджмента качества ООО «Орловский ЦСМ» и некоммерческим партнерством ОрелСТО, данные плановых проверок, выполненные территориальными органами Роспотребнадзора и Ростехнадзора. Важной частью проводимых исследований являются сведения о техническом со-

стоянии парка автотранспортных средств г. Орла, предоставленные ООО «Орловский центр безопасности дорожного движения», и данные о количестве ДТП, в т.ч. и по причинам технической неисправности АТС, предоставленные Орловским отделением ГИБДД УВД.

С точки зрения формирования необходимого объема выборки для анализа рынка услуг автосервиса в г. Орле, оказывающим влияние на достоверность полученных результатов, статистические данные выявлялись по хозяйствующим объектам в течение 3 лет.

По результатам экспертизы и аудита были выделены наиболее важные с позиции безопасности и качества показатели состояния системы ТСА, используемые в дальнейшем для комплексной оценки СТОА. Таблица 1 представляет собой матрицу экспертных оценок рассматриваемых показателей состояния.

Таблица 1 – Матрица экспертных оценок показателей состояния системы ТСА

Показатели состояния и их факторы k , №№	Условные номера экспертов, m								Сумма рангов Δ_k	Отклонения суммы рангов, Δ_k'	(Δ_k') ²	Занимаемое место M_1	Вес фактора q_k
	1	2	3	4	5	6	7	8					
	Ранги оценки a_{km}												
Показатели назначения предприятия (номенклатура услуг и комплексность, совместимость с другими услугами, дополнение к основным услугам) ($k=1$)	6	8	5	8	7	7	6	5	52	12	144	7	0,07
Показатели предприятия (производственно-техническая база, в том числе и ее элементы для клиентов, среднее время обслуживания территориальная доступность, легитимность работы и др.) ($k=2$)	5	7	1	4	5	6	5	6	39	-1	1	5	0,11
Показатели безопасности для жизни, здоровья и имущества клиентов, показатели сохранности (конфиденциальности) информации ($k=3$)	1	1	2	3	4	1	2	1	15	-25	625	1	0,20
Показатели безопасности для окружающей среды ($k=4$)	4	4	3	5	2	3	4	3	28	-12	144	3	0,16
Показатели надежности результата услуги (безотказность, долговечность, сохраняемость, ремонтпригодность) ($k=5$)	2	3	4	2	1	2	1	2	17	-23	529	2	0,18
Показатели качества и конкурентоспособности предоставления услуг (своевременность, точность выполнения заявки по срокам, объемам и в целом удовлетворенности клиентов) ($k=6$)	3	2	9	1	3	4	3	4	29	-11	121	4	0,13
Показатели профессионального уровня персонала (знания, умения, навыки, профессиональная этика) ($k=7$)	7	6	7	7	6	5	7	7	52	12	144	6	0,09
Показатели информированности услуг (реклама, брэнд-имидж, связь с клиентом, наличие телекоммуникационных средств связи, Internet) ($k=8$)	9	9	8	9	8	8	9	9	69	29	841	9	0,02
Реализация прав и гарантий клиентов ($k=9$)	8	5	6	6	9	9	8	8	59	19	361	8	0,04
Итого	$\sum_k \Delta_k = 360$										$S = 2910$		1,0

Используя методику априорного ранжирования [1], выявили четыре наиболее значимых для системы ТСА показателя: k_3 – безопасности, k_5 – надежности, k_4 – показатели безопасности для окружающей среды, k_6 – качества и конкурентоспособности. На их основе и с учетом мнения нескольких экспертов в качестве примера выполним сравнение СТОА Железнодорожного района г. Орла.

В качестве объектов сравнения были выбраны пять следующих предприятий:

$П_1$ – СТОА ЗАО «Орелобавтотехобслуживание», располагаемая по адресу: ул. Ливенская, 76. Предприятие является официальным дилером «Ford» и авторизованным сервисом фирмы «Bosch». Все оказываемые услуги сертифицированы.

$П_2$ – технический центр ЗАО «Автоцентр» – официальный дилер «Nissan». Адрес: ул. Московская, 64. Все оказываемые услуги сертифицированы.

$П_3$ – СТОА «Левша» ИП Плахова А.И. Адрес: ул. Революции, 1. Данное предприятие можно отнести к разряду легализованных независимых автосервисов. Сертифицирована лишь часть услуг.

$П_4$ – технический центр ООО «Реал-Моторс», располагаемый по адресу: Новосильское шоссе, 10. Официальный дилер «Mitsubishi». Все услуги сертифицированы.

$П_5$ – СТОА ООО «СВ-Сервис», находящаяся по адресу: ул. 1-я Курская, 67. Данное предприятие можно отнести к разряду гаражных мастерских. Сертификаты соответствия отсутствуют.

Результаты оценки показателей состояния пяти названных СТОА Железнодорожного района г. Орла одним из экспертов Орловского ЦСМ представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты априорного ранжирования пяти СТОА Железнодорожного района г. Орла

№ k (табл. 1)	Наиболее значимые показатели состояния предприятий ТСА (таблица 1)	Ранговая оценка предприятий ТСА, b_{mk}				
		$П_1$	$П_2$	$П_3$	$П_4$	$П_5$
1	2	3	4	5	6	7
1(3)	Показатели безопасности для жизни, здоровья и имущества клиентов, показатели сохранности (конфиденциальности) информации	1	4	5	2	3
2(5)	Показатели надежности результата услуги (безотказность, долговечность, сохраняемость, ремонтпригодность)	5	2	3	1	4
3(4)	Показатели безопасности для окружающей среды	3	2	4	1	5
4(6)	Показатели качества и конкурентоспособности предоставления услуг (своевременность, точность выполнения заявки по срокам, объемам и в целом удовлетворенности клиентов)	1	3	2	5	4
Сумма рангов		10	11	14	9	16
Место предприятия		2	3	4	1	5

Из таблицы 2 следует, что эксперт «А» в качестве лучшего назвал предприятие $П_4$ (сумма рангов 9), далее $П_1, П_2, П_3$ и $П_5$ (сумма рангов 16).

Уровень согласия мнений экспертов оценивался коэффициентом конкордации Кэнделла. Полученное значение 0,76 свидетельствует о согласованности мнений экспертов.

Для подтверждения достоверности и сходимости результатов оценки воспользуемся и другими критериями. Проверим гипотезу о неслучайности согласия экспертов по критерию Пирсона – χ^2 . Так, задаваясь уровнем значимости $\alpha=0,05$ по таблице статистики согласно [1]

при $2 \leq k \leq 9$ и $2 \leq m \leq 8$, для проверки согласованности внутри группы экспертов вычислим критерий по формуле:

$$\chi_p^2 = W \cdot m \cdot (k - 1) = 0,76 \cdot 8 \cdot (9 - 1) = 48,64.$$

Поскольку $\chi_p^2 \geq \chi_m^2$, то принимаем гипотезу о неслучайности согласия мнений экспертов, т.е. результаты экспертизы удовлетворительны и адекватны.

На результатах оценки мнений экспертов построена априорная диаграмма рангов (рисунок 1).

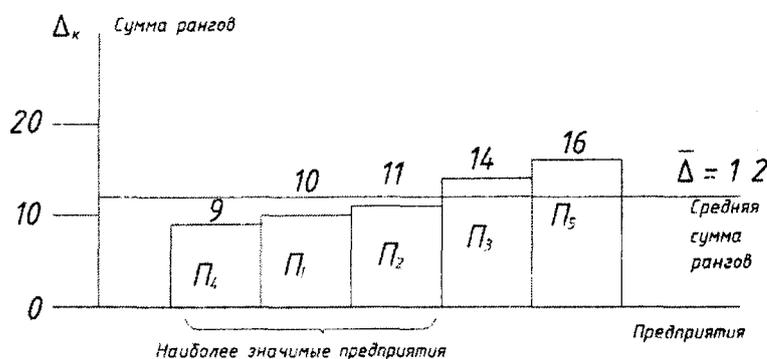


Рисунок 1 – Априорная диаграмма рангов пяти СТОА Железнодорожного района г. Орла

Очевидно, что среди рассматриваемых пяти предприятий автосервиса лишь три СТОА функционируют в рамках соответствия требованиями норм и положений технических регламентов и отвечают безопасной и надежной эксплуатации АТС. Таковыми оказались: П₄ – технический центр ООО «Реал-Моторс», П₁ – СТОА ЗАО «Орелобавтотехобслуживание» и П₂ – технический центр ЗАО «Автоцентр». Остальные предприятия не в полной мере отвечают требованиям сертификационных и инспекционных проверок, а, соответственно, и функционально не отвечают концепции безопасного и устойчивого развития ТСА в регионе.

Потребительская оценка предприятий ТСА методом опроса

Оценку функционирования отдельно взятых предприятий ТСА, как и регионального рынка услуг автосервиса, можно считать неполной, поскольку она не учитывает мнения важных участников процесса автотехобслуживания – клиентов СТОА. Для сбора недостающей при принятии решений информации воспользуемся методом опросов среди автовладельцев. Целью проведения исследования служит оценка качества и безопасности оказываемых услуг и выполняемых работ на СТОА г. Орла. Выбор вопросов для анкетирования осуществили в полном соответствии с формируемой совокупностью показателей состояния системы ТСА. На их основе была разработана специальная анкета, которая предлагалась клиентам СТОА, и которая послужила исходным материалом для выполнения рейтинговой оценки по 78 СТОА.

В таблице 3 приведены результаты опроса 12 тыс. клиентов СТОА г. Орла различной мощности, специализации, форм собственности и других конкурентообразующих признаков, в том числе и обсуждаемые на форуме официальных сайтов предприятий и НП ОрелСТО [5].

Оценка потребительских свойств СТОА, в первую очередь, по вопросам качества оказываемых услуг и безопасности для транспортного процесса и окружающей среды производилась клиентами на основе пятибалльной шкалы. Вычислялся средний балл для совокупности показателей. Рейтинг предприятия рассчитывали на основе процента положительных оценок. Заслуживает внимания значительная вариация между рейтинговыми оценками: 90..95% и 50..55%, что свидетельствует о разном уровне доверия клиентов СТОА, а, следовательно, о различном уровне качества оказываемых услуг и их безопасности для среды обитания.

Значимость потребительских оценок при неизвестных законах распределения факторов определяли по коэффициенту корреляции рангов [6]:

$$\Theta = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n d_i^2}{n(n^2 - 1)}, \quad (2)$$

где $d = (x - y)$ – разность между числами порядков рангов сравниваемых оценок; x – №№ последовательности рейтингов; y – №№ среднего балла СТОА; n – число членов ряда.

В нашем случае он составил: $\Theta = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n d_i^2}{n(n^2 - 1)} = 0,94$.

Для выявления существенности связей между рейтинговой и балльными оценками определяли критическое значение коэффициента $\theta_{кр}$ и проверяли выполнение условия $\theta \geq \theta_{кр}$:

$$\Theta_{кр} = 1 - \frac{6 \cdot S_{кр}}{n(n^2 - 1)}, \quad (3)$$

где $S_{кр}$ – коэффициент Спирмена [6].

Для рассматриваемого примера: $\Theta_{кр} = 1 - \frac{6 \cdot S_{кр}}{n(n^2 - 1)} = 0,39$.

Условие $\theta \geq \theta_{кр}$ выполняется, что свидетельствует о наличии тесной положительной связи между рейтинговой и балльной оценками.

Таблица 3 – Потребительская оценка СТОА г. Орла по показателям качества и безопасности

Предприятие ТСА	Рейтинг, %	Показатели назначения предприятия (номенклатура услуг и комплексность, совместимость с другими услугами, дополнение к основным услугам)	Показатели предприятия (производственно-техническая база, в том числе и ее элементы для клиентов, среднее время обслуживания территории, доступность, легитимность работы и др.)	Показатели безопасности для жизни, здоровья и имущества клиентов, показатели сохранности (конфиденциальности) информации	Показатели безопасности для окружающей среды	Показатели надежности результата услуги (безотказность, долговечность, сохраняемость, ремонтпригодность)	Показатели качества и надежности предоставления услуг (своевременность, точность выполнения заявки по срокам, объемам и в целом удовлетворенности клиентов)	Показатели профессионального уровня персонала (знания, умения, навыки, профессиональная этика)	Показатели информированности услуг (реклама, бренд-имидж, связь с клиентом, наличие телекоммуникационных средств связи, Интернета)	Реализация прав и гарантий клиентов	Средний балл
Железнодорожный район г. Орла											
СТОА ЗАО «Орелобавтотехобслуживание»	93	5	5	5	5	4	4	5	5	4	4,7
ЗАО «Автоцентр»	76	4	4	4	3	4	4	4	3	4	3,8
ТЦ ООО «Реал-Моторс»	85	5	5	4	4	4	4	5	5	3	4,3
СТОА ИП Новикова	61	2	3	4	3	3	3	2	3	3	2,9
ООО «Дизель»	60	3	3	3	3	3	3	3	4	3	3,1
ТЦ «Дэу»	80	4	4	4	4	4	4	4	3	4	3,9
СТОА ИП Дюльдина	58	3	3	2	4	2	4	3	3	3	3,0
ЗАО «Орловский центр КамАЗ»	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ЗАО «Береза»	53	3	2	3	2	3	3	2	3	3	2,7
ОАО «Орелавтотранс-сервис»	58	3	4	2	3	3	3	3	2	3	2,9
СТОА ООО «СВ-Сервис»	57	3	3	3	2	3	3	3	4	3	3,0
ООО «АвтоГарант»	56	4	3	2	3	3	3	2	3	3	2,9
СТОА «Левша»	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ИП Мызникова	51	4	3	2	2	2	3	3	4	3	2,9

СТОА таксомоторно-го парка	59	2	3	3	3	3	3	3	3	3	2,9
СТОА ИП Потураева	62	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3,1
СТОА «12 Вольт»	59	2	3	3	3	3	3	3	3	3	2,9
СТОА «Инжектор-сервис»	61	3	3	3	3	3	3	3	3	4	3,1
ООО «Ресурс-плюс»	58	2	3	2	3	4	3	3	3	3	2,9
СТОА ИП Тельнова	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ИП Жилина	59	2	3	2	3	4	4	2	3	3	2,9
ООО «Стройтехносервис»	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
Советский район г. Орла											
ООО «Авто-ресурс»	62	2	3	4	4	2	3	3	3	3	3,0
ООО «Кит»	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
ООО «Эра»	65	3	4	3	4	3	3	3	3	3	3,2
СТОА ИП Нерушева	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ИП Курулева	59	3	4	3	3	2	3	3	3	3	3,0
СТОА ИП Никулина	92	4	4	5	4	5	5	5	4	4	4,4
СТОА ИП Нехаева	76	4	4	4	4	3	4	4	3	4	3,8
СТОА ОрелГАУ	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ООО «Ресурс-плюс»	63	2	3	4	3	4	2	2	3	4	3,0
ООО «У Ольги»	60	3	3	3	3	3	3	3	2	3	2,9
СТОА ИП Лутова	61	3	3	3	3	3	3	4	3	2	3,0
Северный район г. Орла											
СТОА ИП Ярковская	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА «Планета ГАЗ»	73	4	4	3	3	4	4	4	4	4	3,8
СТОА ИП Медведева	56	3	4	2	3	3	2	3	3	3	2,9
СТОА ИП Шмаковой	56	4	3	2	3	2	4	3	3	3	3,0
СТОА ИП Сенотрусова	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА «Инжектор»	80	4	4	4	4	4	4	4	3	4	3,9
СТОА ИП Захарова	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ИП Короткова	60	2	3	4	3	3	2	3	3	3	2,9
ОАО «Орел-Лада»	64	4	4	3	3	3	3	3	3	4	3,3
ООО «Клуб Автоцентр»	64	3	4	3	3	3	3	4	3	3	3,2
СТОА ИП Ревизорова	61	2	3	4	3	2	3	4	3	3	3,0
СТОА ИП Закурдаева	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ИП Ушаковой	55	2	3	2	3	3	3	3	3	3	2,8
СТОА ООО «Союз Орловщины»	62	3	4	3	3	3	3	3	3	3	3,1
ТЦ ОАО «АвтоТрейд-Орел»	91	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4,4
ООО «Автомобилист»	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
ЗАО «Орловский автокомбинат»	60	3	4	3	4	3	2	2	3	2	2,9
СТОА «Март-Моторс»	80	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4,0
СТОА ИП Честных	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ИП Дорофеева	54	3	2	3	3	2	3	3	3	3	2,8
СТОА «АвтоМаркет»	81	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4,1
Заводской район г. Орла											
ООО «Автомастерская»	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0

СТОА ИП Тихонова	60	3	4	3	4	3	2	2	2	2	2,8
СТОА ИП Плешаковой	55	3	2	3	2	3	3	3	3	3	2,8
СТОА ИП Овсянниковой	65	4	3	3	3	3	4	3	3	4	3,3
ООО «Корея-моторс»	80	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4,0
ТЦ «Эталон»	100	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5,0
СТОА «Арт-Авто»	80	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4,0
СТОА ИП Батырева	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
ООО «ТехноВолга»	60	2	3	4	3	3	2	3	3	3	2,9
СТОА ИП Перельгина	63	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3,1
СТОА ИП Шмелева	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ЗАО «Красно»	63	3	3	3	3	3	3	4	4	4	3,3
СТОА ИП Найденова	58	3	2	3	3	3	3	3	3	3	2,9
ООО «АвтоЕвразия»	84	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4,2
ООО «Ротор»	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА «Дальнбойшик»	62	2	3	3	3	3	3	4	4	4	3,2
СТОА «АвтоВЧсервис»	99	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4,9
ТЦ «Рено»	100	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5,0
ЗАО «Автоцентр «Атлант-М»	100	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5,0
ООО «АвтоМир»	86	4	4	4	4	5	5	4	3	4	4,1
СТОА «Авторой»	65	4	4	3	3	3	3	3	4	4	3,4
СТОА «АвтоМастер»	84	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4,2
СТОА ИП Шмаковой	60	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3,0
СТОА ИП Самохвалова	59	3	2	3	4	3	3	2	3	3	2,9

комплексная оценка эффективности функционирования предприятий ТСА

Вышеприведенная оценка предприятий ТСА как по сумме рангов показателей предприятия, так и по результатам опроса может быть уточнена и дополнена получением комплексного показателя. Для этого учитывается весомость факторов и определяется приведенная сумма рангов всех полученных показателей для каждого конкретного предприятия. Таким образом, комплексный показатель эффективности безопасного и устойчивого функционирования ТСА можно записать в виде:

$$KO_i = \sum_1^k b_{ik} \cdot q_k, \quad (4)$$

где b_{ik} – ранг показателя состояния предприятия, оцененный экспертом (таблица 2); q_k – весомость показателя состояния (см. таблицу 1).

Для нашего примера оценки влияния факторов предприятий на достижение целей системы ТСА в контексте безопасного и устойчивого функционирования значения комплексного показателя будут следующими:

$$KO(\Pi_1) = 1 \cdot 0,20 + 5 \cdot 0,18 + 3 \cdot 0,16 + 1 \cdot 0,13 = 1,71;$$

$$KO(\Pi_2) = 4 \cdot 0,20 + 2 \cdot 0,18 + 2 \cdot 0,16 + 3 \cdot 0,13 = 1,87;$$

$$KO(\Pi_3) = 5 \cdot 0,20 + 3 \cdot 0,18 + 4 \cdot 0,16 + 2 \cdot 0,13 = 2,44;$$

$$КО(P_4) = 2 \cdot 0,20 + 1 \cdot 0,18 + 1 \cdot 0,16 + 5 \cdot 0,13 = 1,39;$$

$$КО(P_3) = 3 \cdot 0,20 + 4 \cdot 0,18 + 5 \cdot 0,16 + 4 \cdot 0,13 = 2,64.$$

Полученные значения комплексного показателя дают основания считать, что только два предприятия P_1 и P_4 из пяти рассматриваемых обеспечивают наиболее безопасное и устойчивое функционирование в Железнодорожном районе г. Орла в соответствии с требованиями нормативных документов. Таким образом, комбинированный метод оценки позволяет получить более объективную характеристику услуг ТСА или объектов, их оказывающих, ввиду сочетания отдельных групп показателей при условии правильного выбора показателей состояния и механизма совместной оценки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вентцель, Е.С. Исследование операций. Задачи, принципы, методология [Текст] / Е.С. Вентцель. – М.: Наука, 1988. – 256 с.
2. Кузнецов, Е.С. Управление техническими системами [Текст]: Учебное пособие / Е.С. Кузнецов. – М.: МАДИ (ТУ), 2001. – 262 с.
3. Бакаева, Н.В. Интеграция мнения специалистов при принятии управленческих решений для системы ТСА [Текст] / Н.В. Бакаева, А.В. Кулев // Мир транспорта и технологических машин. – Орел: ОрелГТУ. – 2009. – №2/25 (557). – С. 16-27.
4. Федеральный закон от 27.12.2002 г. №184-ФЗ «О техническом регулировании», Постановления Правительства РФ от 12.10.2005 г. №609 г. «О требованиях к выбросам автомобильной техникой, выпускаемой в обращение на территории Российской Федерации, вредных (загрязняющих) веществ» и от 27.02.2008 г. №118 г «О требованиях к автомобильному и авиационному бензину, дизельному и судовому топливу, топливу для реактивных двигателей и топочному мазуту», проекты ТР «О безопасности автотранспортных средств» и «О требованиях к конструктивной безопасности автотранспортных средств».
5. Эл. ресурсы: www.atlantm-orel.com, www.artautorel.ru, www.orelsto.ru.
6. Алексахин, С.В. Прикладной статистический анализ [Текст]: Учебное пособие / С.В. Алексахин, А.В. Балдин, А.Б. Николаев, В.Ю. Строганов. – М.: «ПРИОР», 2001. – 224 с.

Бакаева Н.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент

УДК 625.7:005.6

ДАНИЛЕВИЧ Д.В., КОЛЧЕВА О.В.

БЕЗОПАСНОСТЬ ДОРОЖНОГО ДВИЖЕНИЯ, КАК РЕЗУЛЬТАТ ОБЕСПЕЧЕНИЯ КАЧЕСТВА В ДОРОЖНОМ ХОЗЯЙСТВЕ

Работа посвящена проблеме обеспечения безопасности дорожного движения. Отмечены направления деятельности на пути повышения качества в дорожной отрасли и рассмотрены причины дорожно-транспортных происшествий на примере города Орла.

Ключевые слова: безопасность дорожного движения, причины аварий, качество в дорожном хозяйстве.

The paper is devoted to the problem of traffic safety securing. The activity trends are marked on the way to a quality increase in traffic management and reasons of traffic accidents are considered by the example of Orel.

Keywords: safety of traffic, the reason of failures, quality in a road facilities.

Как известно, качество – это совокупность свойств, обуславливающих пригодность удовлетворять определенные потребности в соответствии с назначением. Так же как и во многих сферах деятельности человека, вопрос качества актуален и для дорожного хозяйства.

Обеспечение высокого технического уровня современных автомобильных дорог напрямую зависит от качества выполнения дорожно-строительных и ремонтных работ, качества используемых материалов, своевременности внедрения новых технологий.

Согласно «Концепции обеспечения качества в дорожном хозяйстве» [1], в достижении качества весьма эффективен переход от контроля обозначенных факторов к их обеспечению. Наилучшие достижения реализуются там, где измерения и контроль проводятся на начальных и основных этапах производства, что и позволяет обеспечить требуемое качество. На приемочный (выходной) контроль остается функция не отбраковки, а подтверждения качества. Поэтому переход от контроля качества к его обеспечению наиболее эффективен для дорожного хозяйства. Это возможно на основе комплексного анализа качества в дорожном хозяйстве, выделения ключевых направлений деятельности, приоритетов и планирования целевых мероприятий.

Можно выделить одиннадцать основных видов деятельности в дорожном хозяйстве (рисунок 1), правильная организация которых позволит обеспечить высокое качество автомобильных дорог. Они охватывают аспекты функционирования дорожной отрасли от перспективного плана развития сети автомобильных дорог до финансового обеспечения.



Рисунок 1 – Направления деятельности в дорожном хозяйстве

Рассмотрим одно из направлений деятельности – повышение безопасности дорожного движения. Целью данного направления является уменьшение уровня аварийности и снижение тяжести последствий дорожно-транспортных происшествий (ДТП). Для достижения поставленной цели представляется необходимым решение следующих задач (рисунок 2).

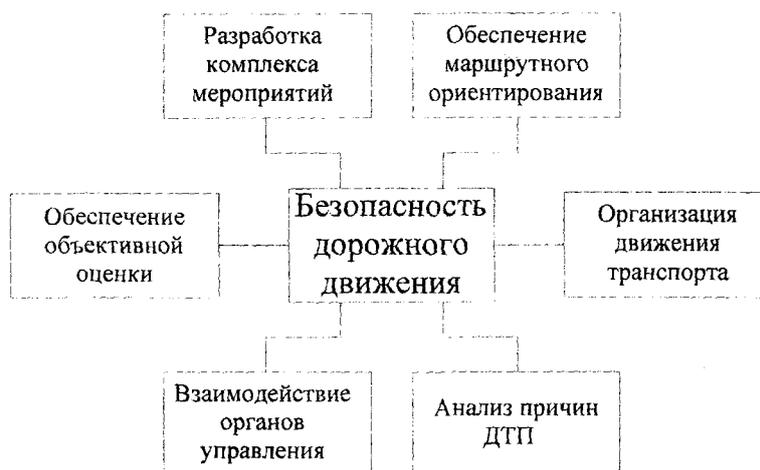


Рисунок 2 – Задачи обеспечения безопасности дорожного движения

Необходима разработка комплекса мероприятий по повышению безопасности движения транспортных средств и пешеходов. Комплекс должен включать создание электронных баз паспортов улиц и дорог городов, а также разработку транспортных моделей, под которыми подразумевается создание оптимизированных схем движения транзитного, грузового и пассажирского транспортного потока. Кроме того, должен предполагаться ряд инженерно-технических мер, направленных на совершенствование работы светофорной сети городов, в частности, планирование реконструкции и строительство новых светофорных объектов. При этом сами меры должны носить опережающий, а не исправляющий характер, как в случае с пешеходным переходом на Наугорском шоссе возле центрального корпуса ОрелГТУ, когда установке светофора предшествовали травмы и гибель студентов. Для повышения безопасности движения пешеходов должно быть предусмотрено строительство внеуличных пешеходных переходов, работающих в круглосуточном режиме. К примеру, на весь город Орел только один подземный переход, медленно решаются вопросы обеспечения условий безопасности элементов уличной дорожной сети – создание зон спокойного движения, устройство “лежачих полицейских”, реконструкция и перенос остановочных пунктов, строительство островков безопасности, исключение хаотичных стоянок автомобилей вдоль проезжей части за счет обустройства парковочных линий.

Важным моментом является обеспечение маршрутного ориентирования в процессе работ по строительству, реконструкции и ремонту дорог. Должны анализироваться маршруты движения транспортных средств и по результатам приниматься решения о рациональной компоновке информационно-указательных дорожных знаков. Так одновременно с помощью предписывающих и запрещающих дорожных знаков должны реализовываться схемы организации дорожного движения по распределению транспортных потоков, т.е. направлению их на оптимальные маршруты движения в период строительных и ремонтных работ.

Деятельность дорожной отрасли должна включать в себя как интересы пользователей автомобильных дорог, так и интересы государства. Поэтому приоритетно взаимодействие органов управления дорожным хозяйством с министерствами, службами и ведомствами, деятельность которых направлена на решение вопросов безопасности дорожного движения.

Не стоит забывать, что главными принципами обеспечения безопасности дорожного движения являются преимущество жизни и здоровья людей, участвующих в дорожном движении, перед экономическими результатами хозяйственной деятельности, а так же соблюдение интересов людей, общества и государства. Поэтому необходимо обеспечение объективной оценки качества параметров автомобильных дорог с учетом их обустройства, так же как и организация движения транспорта с применением современных технологий для увеличения пропускной способности, качественного сервисного обслуживания и сохранности дорожной инфраструктуры.

Сегодня аварийность на автодорогах является одной из наиболее важных социально-экономических проблем. Положение с аварийностью на территории Российской Федерации оценивается как весьма сложное [2]. Причин этому много, в том числе сказывается и непродуманность организационных решений по транспортной проблеме, а в некоторых случаях – стратегически неверные подходы к ее решению. Так, менее половины городов России имеют современные генеральные планы, учитывающие элементы транспортной инфраструктуры. Планировочные решения крупных и средних городов оказались непригодными к восприятию современного, а тем более перспективного количества автомобилей, к организации их потоков, к размещению стоянок, организации безопасного движения. Город Орел наглядный тому пример. Несмотря на сложную обстановку на территории РФ, в Орловской области анализ динамики основных показателей аварийности (рисунок 3, 4) свидетельствует о том, что уровень дорожно-транспортных происшествий имеет тенденцию к спаду. Такое изменение является результатом эффективного введения мер повышения безопасности: увеличение размера штрафов за нарушение правил дорожного движения, в том числе за пренебрежение ремнями безопасности и детскими удерживающими устройствами.

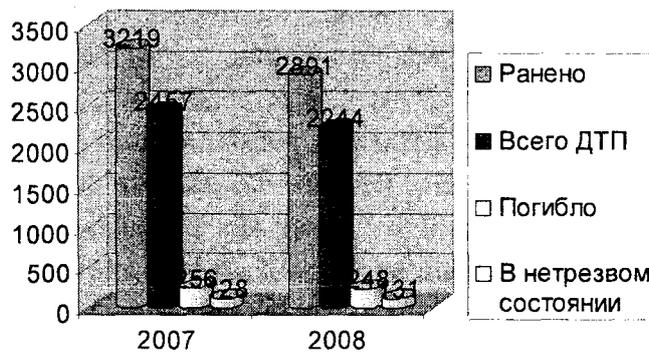


Рисунок 4 – Динамика ДТП по Орловской области за 2007-2008 года

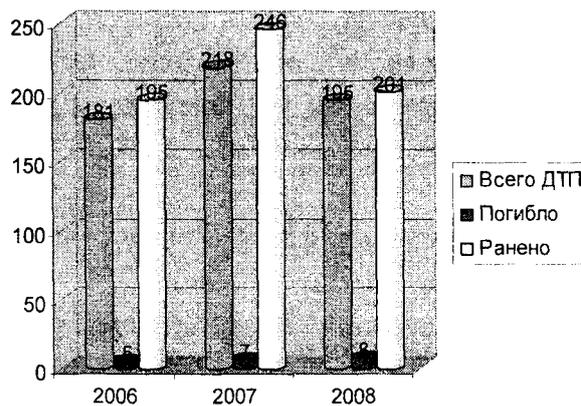


Рисунок 5 – Динамика ДТП с участием детей по Орловской области за 2006-2008 года

Постоянный рост числа участников дорожного движения неизбежно влечет за собой и рост числа ДТП. Становится ясно, что одна из задач повышения безопасности дорожного движения заключается в анализе причин ДТП, выявлении очагов аварийности для принятия своевременных и эффективных мер для устранения данных проблем.

В заключение следует отметить еще один немаловажный фактор, непосредственно влияющий на безопасность дорожного движения, – низкая культура поведения участников движения. В этой связи особую роль приобретает получение гражданами навыков поведения в транспортной среде, оценки и предвидения развития дорожной ситуации, последствий нарушения правил дорожного движения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Режим доступа: www.rosavtodor.ru/information.
2. Режим доступа: www.gks.ru/bgd/regl.

Данилевич Д.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Строительство автомобильных дорог»
Тел.: +7 (4862) 73-43-67
E-mail: oantc@ostu.ru

Колчева О.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Инженер
Тел.: +7 (4862) 73-43-67
E-mail: oantc@ostu.ru

МЕВЛИДИНОВ З.А., ГУЗНЕНОК С.А.

ДЕФОРМИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТИ ПОКРЫТИЯ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ, КАК СЛЕДСТВИЕ ИЗМЕНЕНИЯ ПРОЧНОСТИ ДОРОЖНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Существующие модели и методы оценки прочности нежестких дорожных одежд не в полной мере могут спрогнозировать состояние дороги. Предлагается разработать принципиальную модель оценки прочности нежесткой дорожной одежды по данным ее состояния, а, в частности, модель, устанавливающую зависимость между ухудшением ровности покрытия и снижением прочности дорожной конструкции.

Ключевые слова: дорожная одежда, ровность покрытия, прочность.

Road condition couldn't be predicted by the existing models and methods of estimation of non-rigid road pavements durability in full measure. A fundamental model is offered to be developed to estimate the durability of non-rigid road pavements on the basis of its condition, in particular the model which establishes the relationship between deterioration of road level and reduction of road design durability.

Keywords: road clothes, flatness of a covering, durability.

Автомобильные дороги являются важнейшей составной частью транспортной системы страны. От уровня транспортно-эксплуатационного состояния и развития сетей автомобильных дорог общего пользования, обеспечивающих связь между регионами и населенными пунктами Российской Федерации, а также выходы на дорожную сеть сопредельных государств, во многом зависит решение задач достижения устойчивого экономического роста, улучшения условий предпринимательской деятельности и повышения качества жизни населения, проведения структурных реформ, укрепления национальной безопасности государства и интеграции транспортной системы России в международную транспортную систему.

Не секрет, что современное транспортно-эксплуатационное состояние автомобильных дорог общего пользования требует существенного улучшения.

В целях реализации комплексного подхода к повышению качества автомобильных дорог и дорожных сооружений необходимо использовать рациональные и эффективные технические решения в вопросе усиления и проектирования нежестких дорожных одежд, а, в частности, обоснованности назначения толщины слоев дорожной одежды.

Прочность дорожных конструкций – один из важнейших показателей, позволяющих оценить эксплуатационное состояние дорог и выявить, насколько они отвечают требованиям автомобильного движения.

Существующие методы оценки прочности нежестких дорожных одежд являются весьма трудоемкими и дорогостоящими операциями, требующими специального оборудования, набора необходимых исходных данных и выполнения измерений в строго ограниченные по времени периоды года [1].

В качестве методики, способствующей сокращению объема инструментальных испытаний и позволяющей получать интегральные данные о процессах накопления неупругих

деформаций, связанных с прочностью дорожной одежды, может быть применена визуальная оценка [2, 5].

Чтобы предотвратить преждевременное снижение прочности дорожных одежд оценивают прочность конструкции и назначают мероприятия, обеспечивающие их надежность и срок службы.

Эффективность использования средств, выделяемых на дорожное хозяйство, в значительной степени определяется качеством дорожных работ.

В качестве методики, ведущей к снижению затрат на дорожно-эксплуатационные работы, может быть предложена экспериментально-теоретическая модель, которая бы устанавливала зависимость между ухудшением ровности покрытия и снижением прочности дорожной конструкции.

В основу ее решения можно положить накопленный за много лет опыт исследований в области учета остаточных деформаций при расчете и конструировании дорожных одежд.

Рядом авторов предложены различные модели, имеющие цель описать процесс накопления остаточных деформаций в зависимости от снижения ровности.

Для установления зависимости между прочностью и ровностью нежесткой дорожной одежды в процессе ее эксплуатации воспользуемся математическими моделями, разработанными З.А. Мевлидиновым [4] и С.В. Луговым [3].

Полученная З.А. Мевлидиновым зависимость [4] является теоретически обоснованной моделью для прогноза остаточных деформаций в грунте земляного полотна и в слоях дорожной одежды, а использование для вычисления касательных напряжений основ теории упругости вполне допустимо, учитывая кратковременность действия нагрузки. Особо следует отметить факт учета восстановления первоначального состояния грунта по вязкости в результате его весеннего разуплотнения. Некоторым недостатком предлагаемой модели является использование для практических целей осредненных значений коэффициента вязкого сопротивления, который изменяется в зависимости от конкретных условий на порядок, а методики позволяющей хотя бы приближенно установить его величину до сих пор не существует [3].

Большое число внешних и внутренних факторов, влияющих на прочность (напряженно-деформированное состояние) дорожной одежды, предполагает значительное количество входных параметров, необходимых для объективного и теоретически обоснованного прогноза.

В качестве исходной модели воспользуемся зависимостью, доработанной и усовершенствованной С.В. Луговым:

$$\varepsilon_{rpl} = \exp \left[\frac{15 \cdot P \cdot K_{nn}}{1 + \sqrt{2\pi} \cdot \left(\frac{h}{D} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_d \cdot K_{DN}}{E_r \cdot K_E}} \right)^2 \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} + 1,38 \cdot \bar{B} - 3 \right] \cdot [N_{pct} \cdot t_u]^{0,3} =$$

$$= \exp [15 \cdot \bar{\tau}_a + 1,38 \cdot \bar{B} - 3] \cdot [N_{pct} \cdot t_u]^{0,3} \text{ (мм)}, \quad (1)$$

где P – удельное давление от колеса автомобиля на покрытие, МПа; K_{nn} – показатель неоднородности условий воздействия нагрузки, учитывающий отклонение удельного давления от колеса на дорожную одежду в большую сторону; \bar{B} – математическое ожидание коэффициента консистенции глинистого грунта в долях единицы; h – толщина дорожной одежды, м; D – диаметр круга, равновеликого отпечатку колеса расчетного автомобиля, м; E_d – эквивалент-

ный модуль упругости слоев дорожной одежды, МПа; K_{DN} – показатель, учитывающий снижение эквивалентного модуля упругости слоев дорожной одежды под воздействием повторяющейся нагрузки и климатических факторов; E_2 – модуль упругости грунта земляного полотна, МПа; K_E – показатель, учитывающий снижение модуля упругости грунта земляного полотна в результате его весеннего разуплотнения; φ – угол внутреннего трения грунта, град; N_{pct} – суммарное число приложений расчетной нагрузки; t_y – длительность действия одного приложения автомобильной нагрузки; $\bar{\tau}_a$ – математическое ожидание величины активных касательных напряжений, МПа.

Руководствуясь ОДН 218.1.052-2002 [6], необходимо при расчете суммарного воздействия нагрузки на дорожную конструкцию учитывать характер действующей нагрузки, через принятие соответствующих значений расчетных характеристик конструктивных слоев, а также через введение коэффициента динамичности при назначении величины нагрузки. Поэтому величина суммарного воздействия нагрузки будет определяться следующим выражением:

$$T = N_{\text{сум}} \cdot t_y \cdot P(x) = [N_{pct} \cdot t_y \cdot K_{дин}], \quad (2)$$

где $N_{\text{сум}}$ – суммарное количество проходов автомобилей по полосе движения, приведенных к расчетной нагрузке, за t лет с учетом изменения интенсивности движения по годам; t_y – продолжительность одного приложения нагрузки, с; $P(x)$ – вероятность прохода колеса автомобиля в данной точке поперечного профиля; $K_{дин}$ – коэффициент динамичности воздействия нагрузки, $K_{дин} = 1,3$.

Преобразуем исходное выражение и выразим из него математическое ожидание величины активных касательных напряжений:

$$\bar{\tau}_a = \frac{P \cdot K_{дин}}{1 + \sqrt{2\pi} \cdot \left(\frac{h}{D} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_D \cdot K_{DN}}{E_\Gamma \cdot K_E}} \right)^2 \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (\text{МПа}). \quad (3)$$

Найдем значение эквивалентного модуля упругости слоев дорожной одежды:

$$E_D = \frac{E_\Gamma \cdot K_E}{K_{DN}} \cdot \left(\frac{K_{дин} \cdot P - \bar{\tau}_a}{\bar{\tau}_a} \right)^{3/2} \cdot \frac{1}{(2\pi)^{3/4}} \cdot \frac{1}{\left(\text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^{3/2}} \cdot \left(\frac{D}{h} \right)^3 \quad (\text{МПа}); \quad (4)$$

$$E_D = X_1 \cdot \left(\frac{Y - \bar{\tau}_a}{\bar{\tau}_a} \right)^{3/2} \cdot X_2 \cdot X_3 \cdot X_4 \quad (\text{МПа}); \quad (5)$$

$$\bar{\tau}_a = \frac{Y}{\left(\frac{E_D}{X_n} \right)^{2/3} + 1} \quad (\text{МПа}), \quad (6)$$

где X_n – показатель, учитывающий характеристики грунта и конструкцию дорожной одежды.

$$X_n = \frac{E_\Gamma \cdot K_E}{K_{DN}} \cdot \frac{1}{(2\pi)^{3/4}} \cdot \frac{1}{\left(\text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^{3/2}} \cdot \left(\frac{D}{h} \right)^3; \quad (7)$$

$$X_n^1 = X_n \cdot \left(\frac{D}{h} \right)^3. \quad (8)$$

Преобразуем выражение (1) и в соответствии с предложенным выражением (2) получим:

$$\varepsilon_{rpl} = \exp \left[\frac{15 \cdot P \cdot K_{nn}}{\left(\frac{E_{II}}{X_n^I} \right)^{2/3} + 1} + 1,38 \cdot \bar{B} - 3 \right] \cdot [N_{pct} \cdot t_y \cdot K_{дин}]^{0,3} \text{ (мм)}. \quad (9)$$

В результате, анализируя выполненные ранее исследования, удалось установить экспериментально-теоретическую зависимость для определения неравномерных остаточных деформаций в грунте земляного полотна в течение срока службы, которая позволяет оценить ровность покрытия и прочность конструкции дорожной одежды.

ЛИТЕРАТУРА

1. Апестин, В.К. Испытание и оценка прочности нежестких дорожных одежд [Текст] / В.К. Апестин, А.М. Шак, Ю.М. Яковлев. – М.: Транспорт, 1977.
2. Васильев, А.П. Ремонт и содержание автомобильных дорог: Справочная энциклопедия дорожника (СЭД) [Текст]. Т. II / А.П. Васильев, Э.В. Дингес, М.С. Коганзон и др.; под редакцией А.П. Васильева. – М.: Информавтодор, 2004. – 507 с.
3. Лугов, С.В. Основные положения методики расчета глубины колеи на дорожных одеждах с асфальтобетонным покрытием [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11: защищена 16.04.2004 / Лугов Сергей Владимирович. – М., 2004. – 252 с.
4. Мевлидинов, З.А. Обоснование основных показателей, учитывающих влияние остаточных деформаций, при расчете дорожных одежд нежесткого типа [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.11: защищена 19.06.1997 / Мевлидинов Зелгедин Алаудинович. – М., 1997. – 147 с.
5. Яковлев, Ю.М. Прогнозирование состояния нежестких дорожных одежд с учетом визуальной оценки [Текст] / Ю.М. Яковлев, С.В. Лугов // Строительство и эксплуатация автомобильных дорог: задачи и решения. Сб. науч. тр. МАДИ (ГТУ). – М.: МАДИ (ГТУ), 2001. – С. 57-68.
6. ОДН 218.1.052-2002 Оценка прочности нежестких дорожных одежд [Текст]. – Информавтодор, 2002. – 62 с.

Мевлидинов З.А.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Автомобильные дороги»
Тел.: +7 (4832) 74-05-68

Гузенок С.А.

Брянская государственная инженерно-технологическая академия, г. Брянск
Ассистент кафедры «Автомобильные дороги»
Тел.: +7 (4832) 74-05-68
E-mail: SerGeSan@yandex.ru



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«Орловский государственный технический университет»
объявляет прием в аспирантуру и докторантуру на 2009 год.

Правила приема в аспирантуру

В аспирантуру ОрелГТУ на конкурсной основе принимаются граждане Российской Федерации, имеющие высшее профессиональное образование и творческие достижения в научной работе.

Подготовка аспирантов в университете за счет средств бюджета осуществляется в пределах установленных контрольных цифр приема. Подготовка аспирантов сверх контрольных цифр приема осуществляется с полной компенсацией затрат на обучение физическими и (или) юридическими лицами.

Граждане иных государств принимаются в аспирантуру на основе международных договоров и соглашений, а также по прямым договорам с зарубежными предприятиями, учреждениями и организациями или физическими лицами.

Лица, ранее прошедшие полный курс обучения в аспирантуре, не имеют права вторичного обучения в аспирантуре за счет средств федерального бюджета. Обучение в аспирантуре осуществляется по очной и заочной формам. Срок обучения в очной аспирантуре 3 года, в заочной – 4 года.

Прием заявлений и документов по всем специальностям проводится с 15 мая по 31 августа ежегодно. Вступительные испытания (экзамены) – с 1 по 30 сентября.

Поступающие в аспирантуру проходят собеседование с предполагаемым научным руководителем, который сообщает в приемную комиссию о своем согласии осуществлять научное руководство. Решение о допуске к вступительным испытаниям в аспирантуру выносится приемной комиссией на основании представленных документов и предварительного собеседования с научным руководителем.

Поступающие в аспирантуру представляют следующие документы:

1. Заявление о приеме в аспирантуру (в установленной форме).
2. Личный листок по учету кадров (в отделе кадров).
3. Копию диплома о высшем образовании и приложения к нему.
4. Список опубликованных научных работ или реферат по избранной специальности объемом 12-15 страниц.
5. Удостоверение о сдаче кандидатских экзаменов (если имеется).
6. Выписку из протокола заседания ГАК или рекомендацию кафедры (для поступающих непосредственно после окончания вуза).
7. Медицинскую справку формы 086/у.
8. Паспорт и диплом об окончании вуза представляются лично при подаче документов.
9. Бумажный скоросшиватель (папка – "Дело").

Поступающие в аспирантуру проходят вступительные экзамены по:

- специальной дисциплине в объеме действующей программы для специалиста;
- иностранному языку;
- философии.

Программы вступительных испытаний (экзаменов) находятся на кафедрах, обеспечивающих подготовку аспирантов.

Прием вступительных экзаменов в аспирантуру проводится комиссиями, назначаемыми ректором университета. В состав комиссии входит профессор или доктор наук по той специальности, по которой проводится испытание (экзамен).

При отсутствии докторов наук в состав комиссии могут включаться кандидаты наук, доценты, а по иностранному языку и квалифицированные преподаватели, не имеющие ученой степени и ученого звания.

Пересдача вступительных испытаний (экзаменов) не допускается. Сданные вступительные испытания (экзамены) действительны в течение календарного года. Лица, сдавшие полностью или частично кандидатские экзамены, при поступлении в аспирантуру освобождаются от соответствующих вступительных испытаний (экзаменов). Приемная комиссия по результатам вступительных испытаний (экзаменов) выносит решение по каждому кандидату. При наличии конкурса, зачисляются наиболее способные кандидаты, подготовленные к научно-педагогической деятельности и научной работе.

Зачисление в аспирантуру производится приказом ректора университета.

Правила приема в докторантуру

В докторантуру принимаются лица, имеющие степень кандидата наук.

Подготовка докторантов в университете за счет средств бюджета осуществляется в пределах установленных контрольных цифр приема. Подготовка докторантов сверх контрольных цифр приема осуществляется с полной компенсацией затрат на обучение физическими и (или) юридическими лицами на основе договора-контракта.

Обучение докторантов осуществляется по очной форме. Срок обучения в докторантуре – 3 года.

Прием заявлений и документов по всем специальностям проводится с 15 мая по 31 августа ежегодно.

Поступающие в докторантуру представляют:

1. Заявление на имя ректора.
2. Копию диплома о присуждении ученой степени кандидата наук (для лиц, получивших образование за рубежом - документы об эквивалентности диплома).
3. Анкета.
4. Развернутый план подготовки докторской диссертации.
5. Список опубликованных научных работ и изобретений. Паспорт и диплом представляются лично.
6. Бумажный скоросшиватель (папка – "Дело").

Зачисление о приеме в докторантуру принимается ректором на основании заключения кафедры и ученого совета факультета.

Научные специальности

Аспирантура		
Шифр	Наименование специальности	Научный руководитель
01.02.04	Механика деформируемого твердого тела	В.Г. Малинин Н.А. Малинина В.А. Гордон В.С. Шоркин А.В. Коробко
01.02.06	Динамика, прочность машин, приборов и аппаратуры	В.И. Чернышев Л.С. Ушаков Л.А. Савин Д.Н. Ещуткин
01.04.10	Физика полупроводников	В.Ф. Харламов
01.04.17	Химическая физика, в том числе физика горения и взрыва	В.Ф. Харламов
03.00.16	Экология	С.А. Куценко В.С. Громова
05.02.01	Материаловедение	С.А. Куценко
05.02.02	Машиноведение, системы приводов и детали машин	Л.А. Савин
05.02.08	Технология машиностроения	Ю.С. Степанов А.В. Киричек Г.А. Харламов А.С. Тарапанов А.В. Катунин
05.02.11	Методы контроля и диагностика в машиностроении	С.Ф. Корндорф К.В. Подмастерьев Т.И. Ногачева
05.02.22	Организация производства	К.В. Подмастерьев
05.03.01	Технологии и оборудование механической и физико-технической обработки	Ю.С. Степанов А.В. Киричек Г.А. Харламов А.С. Тарапанов А.В. Катунин
05.03.05	Технологии и машины обработки давлением	В.А. Голенков С.И. Вдовин С.Ю. Радченко Н.В. Петров О.В. Дорофеев
05.05.04	Дорожные и строительные машины	А.Н. Новиков
05.11.13	Приборы и методы контроля природной среды, веществ, материалов и изделий	С.Ф. Корндорф К.В. Подмастерьев Т.И. Ногачева В.В. Мишин Е.В. Пахолкин

05.11.17	Приборы, системы и изделия медицинского назначения	К.В. Подмастерьев
05.13.05	Элементы и устройства вычислительной техники и систем управления	М.Т. Прасов
05.13.06	Автоматизация технологических процессов и производств	Ю.В. Колоколов А.И. Суздальцев С.Л. Косчинский
05.13.18	Математическое моделирование, численные методы и комплексы программ	И.С. Константинов В.Т. Еременко О.А. Савина А.В. Коськин
05.16.04	Литейное производство	С.А. Куценко С.Ю. Радченко
05.18.01	Технология обработки, хранения и переработки злаковых, бобовых культур, крупяных продуктов, плодоовощной продукции и виноградарства	В.В. Румянцева Е.А. Кузнецова
05.18.07	Биотехнология пищевых продуктов	Е.А. Кузнецова
05.18.12	Процессы и аппараты пищевых производств	В.П. Корячкин
05.18.15	Товароведение пищевых продуктов	Т.Н. Иванова Е.Н. Артемова
05.19.04	Технология швейных изделий	Ю.Н. Некрасов Е.Н. Ковешникова М.В. Родичева
05.20.03	Технологии и средства технического обслуживания в сельском хозяйстве	А.Н. Новиков
05.22.10	Эксплуатация автомобильного транспорта	А.Н. Новиков
05.23.01	Строительные конструкции, здания и сооружения	В.И. Коробко В.И. Колчунов В.М. Бондаренко А.И. Никулин
05.23.05	Строительные материалы и изделия	М.Ю. Малькова Ю.И. Гончаров
05.23.17	Строительная механика	А.В. Коробко В.И. Коробко
05.26.01	Охрана труда	В.И. Чернышев Ю.Х. Поландов А.П. Лапин
08.00.01	Экономическая теория	В.Ф. Бондарев В.Т. Смирнов
08.00.05	Экономика и управление народным хозяйством	В.П. Лукин С.А. Никитин О.А. Савина В.Г. Садков Л.А. Попова С.А. Измалкова

08.00.10	Финансы, денежное обращение и кредит	В.Г. Садков
08.00.12	Бухгалтерский учет и статистика	Л.В. Попова В.Г. Садков
09.00.01	Онтология и теория познания	А.М. Старостенко
09.00.11	Социальная философия	А.М. Старостенко
12.00.02	Конституционное право; муниципальное право	А.А. Ковалкин Б.П. Носков В.Е. Сизов П.А. Астафичев
12.00.03	Гражданское право; предпринимательское право; семейное право; международное частное право	А.И. Дихтяр
12.00.08	Уголовное право и криминология; уголовно-исполнительное право	Б.В. Петухов Г.В. Назаренко Г.Т. Козлов
12.00.14	Административное право; финансовое право; информационное право	А.Л. Пашин Т.А. Гусева
12.00.15	Гражданский процесс; арбитражный процесс	А.И. Дихтяр
13.00.08	Теория и методика профессионального образования	Е.Н. Ковешникова В.С. Макеева Б.Г. Бобьлев
18.00.02	Архитектура	Т.Н. Колесникова
22.00.08	Социология управления	А.М. Старостенко Н.А. Фролова

Докторантура

Шифр	Наименование специальности	Научный руководитель
01.02.04	Механика деформируемого твердого тела	В.А. Гордон В.С. Шоркин А.В. Коробко В.Г. Малинин Н.А. Малинина
01.02.06	Динамика: прочность машин, приборов и аппаратуры	В.И. Чернышев Л.С. Ушаков Л.А. Савин Д.Н. Ешуткин
05.03.05	Технологии и машины обработки давлением	В.А. Голенков С.И. Вдовин
05.05.04	Дорожные и строительные машины	А.Н. Новиков
05.11.13	Приборы и методы контроля природной среды, веществ, материалов и изделий	С.Ф. Корндорф К.В. Подмастерьев
05.13.06	Автоматизация технологических процессов и производств	Ю.В. Колоколов А.И. Суздальцев
05.18.01	Технология хлебопекарных, макаронных и кондитерских продуктов	С.Я. Корячкина
05.18.15	Товароведение пищевых продуктов	Т.Н. Иванова Е.Н. Артемова
05.23.01	Строительные конструкции, здания и сооружения	В.И. Коробко В.И. Колчунов В.М. Бондаренко
08.00.01	Экономическая теория	В.Ф. Бондарев В.Т. Смирнов
08.00.05	Экономика и управление народным хозяйством	В.П. Лукин С.А. Никитин О.А. Савина В.Г. Садков Л.А. Попова Л.В. Давыдова

Диссертационные советы по защите докторских и кандидатских диссертаций

Д 212.182.01.	
05.11.13	Приборы и методы контроля природной среды, веществ, материалов и изделий (технические науки).
05.13.06	Автоматизация и управление технологическими процессами и производствами (промышленность) (технические науки).
Председатель – доктор технических наук, профессор Ю.В. Колоколов (4862-41-98-79). Зам. председателя – доктор технических наук, профессор С.Ф. Корндорф (41-98-76). Ученый секретарь – доктор технических наук, профессор А.И. Суздальцев (41-98-79).	
Д 212.182.02.	
08.00.05	Экономика и управление народным хозяйством, в том числе: управление инновациями и инвестиционной деятельностью (экономические науки).
08.00.05	Экономика и управление народным хозяйством, в том числе: экономика, организация и управление предприятиями, отраслями, комплексами (промышленность) (экономические науки).
08.00.05	Экономика и управление народным хозяйством, в том числе: маркетинг (экономические науки).
Председатель – доктор экономических наук, профессор С.А. Никитин (4862-45-41-35). Зам. председателя – доктор экономических наук, профессор В.Ф. Бондарев (41-95-04). Ученый секретарь – доктор экономических наук, доцент С.А. Измалкова (45-41-35)	
Д 212.182.03.	
01.02.04	Механика деформируемого твердого тела (технические науки).
01.02.06	Динамика, прочность машин, приборов и аппаратуры (технические науки).
05.03.05	Технологии и машины обработки давлением (технические науки).
05.05.04	Дорожные, строительные и подъемно-транспортные машины (технические науки).
Председатель - доктор технических наук, профессор В.А. Голенков (4862-42-00-24). Зам. председателя - доктор технических наук, профессор В.А. Гордон (41-98-48). Ученый секретарь – кандидат технических наук, доцент М.И. Борзенков (43-48-90).	
Д 212.182.04.	
08.00.01	Экономическая теория (экономические науки).
08.00.10	Финансы, денежное обращение и кредит (экономические науки)
08.00.12	Бухгалтерский учет, статистика (экономические науки).
Председатель – доктор экономических наук, профессор Л.В. Попова (4862-41-98-60); Зам. председателя – доктор экономических наук, профессор В.Т. Смирнов (41-95-04); Ученый секретарь – кандидат экономических наук, доцент И.А. Дрожжина (41-95-04).	
ДМ 212.182.05.	
05.23.01	Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки).
05.23.17	Строительная механика (технические науки).
Председатель – доктор технических наук, профессор В.И. Колчунов (4862-73-43-49);	

Зам. председателя – доктор технических наук, профессор А.В. Коробко (41-98-46);
Ученый секретарь – кандидат технических наук, доцент А.И. Никулин (73-43-65).

Д 212.182.06.

05.02.11	Методы контроля и диагностика в машиностроении (технические науки).
05.03.01	Технологии и оборудование механической и физико-технической обработки (технические науки).
05.02.08	Технология машиностроения (технические науки).

Председатель – доктор технических наук, профессор Ю.С. Степанов (4862-47-50-71);
Зам. председателя – доктор технических наук, профессор А.В. Киричек (54-15-03);
Ученый секретарь – кандидат технических наук, доцент Ю.В. Василенко (54-14-19).

7. ДМ 212.182.07.

05.05.04	Дорожные, строительные и подъемно-транспортные машины (технические науки).
05.22.10	Эксплуатация автомобильного транспорта (технические науки).

Председатель – доктор технических наук, профессор В.А. Корчагин;
Зам. председателя – доктор технических наук, профессор А.Н. Новиков(4862-41-25-45);
Зам. председателя – доктор технических наук, профессор Л.С. Ушаков (73-43-51, 41-98-85);
Ученый секретарь - кандидат технических наук, доцент А.Л. Севостьянов (76-29-94)

Адрес: 302020 Россия г.Орел, Наугорское шоссе, 29
Каб. № 222, 223
Тел./факс: (4862) 41-91-18
E-mail: upk@ostu.ru

Уважаемые коллеги!

В Орловском государственном техническом университете с 2004 г. издается научный журнал «Известия ОрелГТУ». Серия «Строительство. Транспорт», в котором Вы можете опубликовать свои статьи по широкому спектру проблем в следующих областях:

Строительство

- эффективные архитектурно-конструктивные решения зданий и сооружений;
- энергосберегающие технологии в строительном комплексе;
- развитие теории расчета сооружений и элементов строительных конструкций, оснований и фундаментов;
- вопросы безопасности зданий и сооружений.
- строительные технологии, материалы и изделия;
- теория архитектуры и градостроительства;
- архитектурно-строительное проектирование;
- синтез искусств в архитектуре и др.

Транспорт

- современные технологии и технологическое оборудование, используемые для технического обслуживания, ремонта автомобилей и реновации их деталей;
- системный анализ, управление и обработка информации в транспортном комплексе;
- повышение эффективности эксплуатации автомобильного транспорта;
- проблемы качества энерго- и ресурсосбережения на автомобильном транспорте;
- экологическая безопасность транспортного комплекса.

Журнал открыт для рекламы, оплата – на договорной основе.

Объем статьи, как правило, не должен превышать 7 стр., рекламного объявления – не более 1 стр. Материал принимается в файловом виде: по электронной почте, на дискетах 3,5 дюйма или на CD-диске, выполненный в любом из текстовых редакторов Word, с приложением распечатки. С аспирантов плата за публикацию не взимается.

ОБЯЗАТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ОФОРМЛЕНИЮ СТАТЬИ:

- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах формата А4 и содержит от 3 до 7 страниц (заполнение последней страницы – не менее 75 процентов; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию. Объем рекламного объявления не должен превышать 1 страницу.
- Статья предоставляется в 1 экземпляре на бумажном носителе и в электронном виде (по электронной почте или на любом электронном носителе).
- В одном сборнике может быть опубликована только одна статья одного автора, включая соавторство.
- Статьи должны быть набраны шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и сверху – 2 см.
- Название статьи, а также фамилии и инициалы авторов обязательно дублируются на английском языке.
- К статье прилагается перечень ключевых слов на русском и английском языке.
- В тексте статьи желательно:
 - не применять обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
 - не применять для одного и того же понятия различные научно-технические термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
 - не применять произвольные словообразования;
 - не применять сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими государственным стандартам.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

ПОСТРОЕНИЕ СТАТЬИ

- УДК (сверху слева) с абзацным отступом.
- С пропуском одной строки – выровненные по центру страницы и набранные прописными буквами светлым шрифтом прямого начертания инициалы и фамилии авторов (ИВАНОВ И.И.).
- С пропуском одной строки – название статьи, набранное без абзацного отступа прописными буквами полужирным шрифтом 14 pt и расположенное по центру страницы.
- С пропуском одной строки – краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на русском языке.
- Краткая (не более 10 строк) аннотация, набранная с абзацного отступа курсивным шрифтом 10 pt на английском языке, отделенная от предыдущей аннотации одинарным интервалом.
- Основной текст статьи. Заголовки подразделов набирают с абзацным отступом полужирным шрифтом прописными буквами (размер 12 pt), выравнивание по левому краю. Заголовки и подзаголовки отделяют от основного текста одинарным интервалом сверху.

Пример оформления

УДК 539.4:620.179

МАЛИНИН В.Г., МАЛИНИН В.В.

ДВУХУРОВНЕВЫЙ СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКИЙ ГРАДИЕНТНЫЙ КРИТЕРИЙ РАЗРУШЕНИЯ

На основе системного подхода структурно-аналитической мезомеханики формулируется двухуровневый структурно-механический, градиентный критерий разрушения, позволяющий развить методики оценки параметров трещиностойкости и учитывающий влияние зон структурных концентраторов на прочность в окрестности макроконцентратора напряжений.

Ключевые слова: критерий разрушения, напряжения, прочность.

On the basis of the system approach structural - analytical mezo mechanics it is formed two-level structural - mechanical gradiental criterion of the destruction, allowing to develop techniques of an estimation of parameters crack of resistance and taking into account influence of zones of structural concentrators on durability in a vicinity of the macroconcentrator of stresses.

Key words: criterion of destruction, a pressure, durability.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Прочностное состояние нагруженного твердого тела находится между хрупким и вязким, различие между которыми в механическом аспекте зависит от вида напряженно-деформированного состояния, истории нагружения, эволюции дефектной структуры и определяется соотношением энергетических затрат на обратимые и необратимые явления деформирования. В связи с этим возникает необходимость рассмотрения прочностного состояния материала в изделиях с макроконцентраторами с учетом влияния структурного состояния на микро- и мезомасштабном уровнях и влияния неоднородности макронапряженного состояния на локальные механические характеристики материала. Поставленную задачу можно решать в рамках градиентного подхода оценки локальной прочности в зоне концентрации напряжений, рассматривая состояние материала по двум критериям с непрерывным переходом из одного в другой.

Таблицы, рисунки, формулы

• Все таблицы, рисунки и основные формулы, приведенные в тексте статьи, должны быть пронумерованы.

• Формулы следует набирать в редакторе формул Microsoft Equation 3.0 с размерами: обычный шрифт – 12 pt, крупный индекс – 10 pt, мелкий индекс – 8 pt. Формулы, внедренные как изображение, не допускаются! Русские и греческие буквы, а также обозначения тригонометрических функций, набираются прямым шрифтом, латинские буквы – *курсивом*.

• Формулы выравнивают по левому краю страницы с абзачным отступом и нумеруют (только те, на которые приводят ссылки); порядковый номер формулы обозначается арабскими цифрами в круглых скобках около правого поля страницы.

• В формулах в качестве символов следует применять обозначения, установленные соответствующими государственными стандартами. Описание начинается со слова «где» без двоеточия, без абзачного отступа; пояснение каждого символа дается в той последовательности, в которой символы приведены в формуле. Единицы измерения даются в соответствии с Международной системой единиц СИ.

• Переносить формулы на следующую строку допускается только на знаках выполняемых операций, причем знак в начале следующей строки повторяют.

Пример оформления формулы в тексте

$$q_1 = (\alpha - 1)^2 \left(1 + \frac{1}{2\alpha}\right) / d, \quad (11)$$

где $\alpha = 1 + 2a/b$ – коэффициент концентрации напряжений; $d=2a$ – размер эллиптического отверстия вдоль опасного сечения.

• Рисунки и другие иллюстрации (чертежи, графики, схемы, диаграммы, фотоснимки) следует располагать непосредственно после текста, в котором они упоминаются впервые.

• Если рисунок небольшого размера, желательно его обтекание текстом.

• Подписи к рисункам выравнивают по ширине страницы, в конце подписи точка не ставится:

Рисунок 1 – Текст подписи

• Пояснительные данные набираются шрифтом прямого начертания 12 pt и ставят после наименования рисунка.

Пример оформления рисунка в тексте

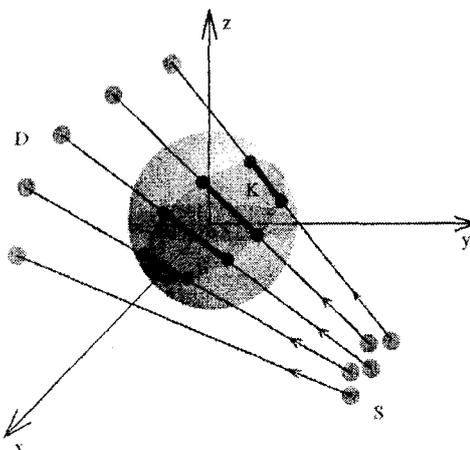


Рисунок 1 – Схема сканирования объекта: S – множество источников; D – множество детекторов; K – множество элементарных объемов тела, через которые прошел луч

- На все таблицы должны быть приведены ссылки в тексте, при ссылке следует писать слово «таблица» с указанием ее номера.

- Заголовки граф и строк таблицы пишутся с прописной буквы, а подзаголовки – со строчной, если они составляют одно предложение с заголовком, или с прописной буквы, если они имеют самостоятельное значение. В конце заголовков и подзаголовков таблиц точки не ставятся. Текст внутри таблицы в зависимости от объема размещаемого материала может быть набран шрифтом меньшего кегля, но не менее 8 pt. Текст в столбцах располагают от левого края либо центрируют.

- Слово «Таблица» размещается по левому краю, после него через тире располагается название таблицы:

Таблица 1 – Текст названия

- Если в конце страницы таблица прерывается и ее продолжение будет на следующей странице, нижнюю горизонтальную линию в первой части таблицы не проводят. При переносе части таблицы на другую страницу над ней пишут слово «Продолжение» и указывают номер таблицы: «Продолжение таблицы 1».

- Нумерация граф таблицы арабскими цифрами необходима только в тех случаях, когда в тексте документа имеются ссылки на них, при делении таблицы на части, а также при переносе части таблицы на следующую страницу.

Примеры оформления таблиц в тексте

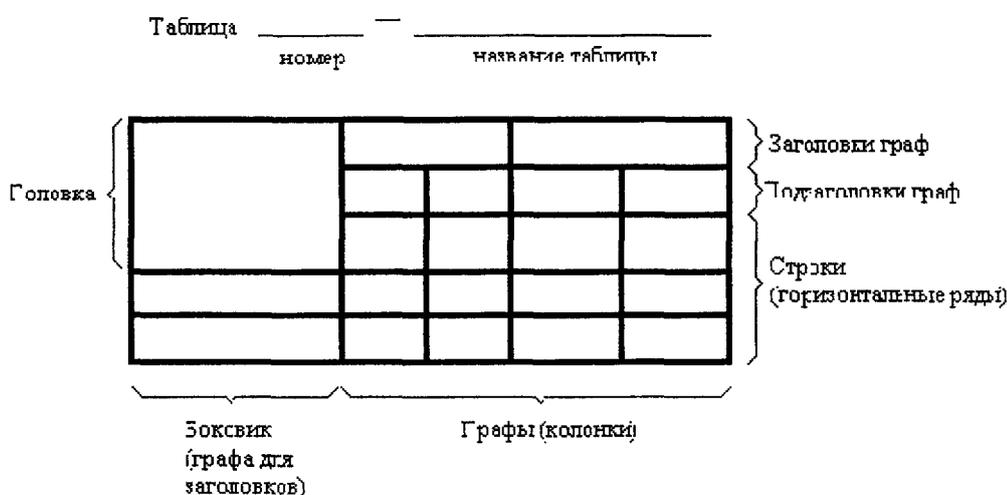


Таблица 1 – Название

Номинальный диаметр резьбы болта, винта, шпильки	Внутренний диаметр шайбы	Толщина шайбы					
		легкой		нормальной		тяжелой	
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
1	2	3	4	5	6	7	8
2,0	2,1	0,5	0,8	0,5	0,5	-	-

Список литературы

- Список литературы, набранный обычным шрифтом прямого начертания 12 pt, помещается в конце статьи. Заголовок «ЛИТЕРАТУРА» набирается обычным шрифтом 12 pt прописными буквами с выравниванием по центру без абзацного отступа. Литературные ссылки оформляются по ГОСТ 7.1 2003.

Пример оформления списка литературы

ЛИТЕРАТУРА

1. Валиев, Р.З. Наноструктурные материалы, полученные интенсивной пластической деформацией [Текст] / Р.З. Валиев, И.В. Александров. – М.: Логос, 2000. – 271 с.

Сведения об авторах

• В конце статьи приводятся набранные 10 pt сведения об авторах в такой последовательности: Фамилия, имя, отчество (полужирный шрифт); учреждение или организация, ученая степень, звание, должность, адрес, телефон, электронная почта (обычный шрифт).

Пример оформления сведений об авторах

Константинов И.С.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Доктор технических наук, заведующий кафедрой «Информационные системы», профессор
Тел.: +7 (4862) 40-96-14
E-mail: konstantinov@ostu.ru

Бизин И.В.

Орловский государственный технический университет, г. Орел
Ассистент кафедры «Информационные системы»
Тел.: +7 (4862) 43-26-19
E-mail: bizin@yandex.ru

Адрес редакции:

Орловский государственный технический университет
302020, г. Орел, Наугорское шоссе, 29
+7 (4862) 73-43-48
www.ostu.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Технический редактор С.В. Солопов
Компьютерная верстка С.В. Солопов

Сдано в набор 04.05.2009 г.
Подписано в печать 25.05.2009 г.
Формат 60x88 1/8. Бумага офсетная. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 4,14.
Тираж 300 экз.
Заказ № 33/09 по

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической базе ОрелГТУ
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.