

СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

ISSN 2073-7416

BUILDING AND RECONSTRUCTION

№4 (66) 2016

июль-август

Теория инженерных сооружений.
Строительные конструкции

The theory of engineering
constructions. Construction
design

Безопасность зданий
и сооружений

Building and structure
safety

Архитектура
и градостроительство

Architecture
and urban development

Строительные материалы
и технологии

Building materials
and technology



НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
SCIENTIFIC-TECHNICAL JOURNAL

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., секретарь
Астафичев П.А. д.ю.н., проф.
Иванова Т.Н. д.т.н., проф.
Киричек А.В. д.т.н., проф.
Колчунов В.И. д.т.н., проф.
Константинов И.С. д.т.н., проф.
Новиков А.Н. д.т.н., проф.
Попова Л.В. д.э.н., проф.
Степанов Ю.С. д.т.н., проф.

Главный редактор:

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

Заместители главного редактора:

Данилевич Д.В. к.т.н., доц.
Колесникова Т.Н. д. арх., проф.
Коробко В.И. д.т.н., проф.

Редколлегия:

Бок Т. д.т.н., проф. (Германия)
Бондаренко В.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Гордон В.А. д.т.н., проф.
Емельянов С.Г. советник РААСН, д.т.н., проф.
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Клюева Н.В. советник РААСН, д.т.н., проф.
Коробко А.В. д.т.н., проф.
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Сергейчук О.В. д.т.н., проф. (Украина)
Серпик И.Н. д.т.н., проф.
Тамразян А.Г. д.т.н., проф.
Тур В.В. д.т.н., проф. (Белоруссия)
Турков А.В. д.т.н., проф.
Федоров В.С. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Чернышов Е.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Шах Р. д.т.н., проф. (Германия)

Ответственный за выпуск:

Савин С.Ю. к.т.н.

Адрес редакции:

302006, Россия, г. Орел,
ул. Московская, 77
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
www.gu-unpk.ru
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство:
ПИ № ФС77-47354 от 03 ноября 2011 г.

Подписной индекс **86294** по объединенному
каталогу «Пресса России»

© ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2016

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Белов Н.Н., Югов Н.Т., Копаница Д.Г., Югов А.А., Усеинов Э.С., Рышков А.В. Модель динамического разрушения кладки из обыкновенного глиняного кирпича	3
Дмитриева К.О. Вопросы устойчивости стержневых элементов конструктивных систем из древесины при силовом и средовом нагружении...	13
Коробко А.В., Черняев А.А., Шляхов С.В. Применение методики МИКФ для расчета треугольных и четырехугольных пластинок с использованием широко известных геометрических параметров	19
Кузнецов В.С., Родина А.Ю., Шапошникова Ю.А. К определению прогибов монолитной плиты перекрытия в стадии предельного равновесия	30
Тишков Н.Л., Степаненко А.Н. Дополнительные изгибно-крутящие усилия и напряжения в арочном двутавровом стержне с гофрированной стенкой с экспериментальной оценкой нормальных напряжений в поясах	36
Травуш В.И., Каприелов С.С., Конин Д.В., Крылов А.С., Кашеварова Г.Г., Чилин И.А. Определение несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь-бетон» в сталежелезобетонных конструкциях для бетонов различной прочности на сжатие и фибробетона	45
Турков А.В. Метод оценки живучести систем с использованием весовых коэффициентов отдельных элементов стальных конструкций	56
Шапиро Г.И., Смирнов А.В. О расчете конструкций панельных зданий с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей	64

Безопасность зданий и сооружений

Тур В.В., Надольский В.В. Калибровка значений частных коэффициентов для проверок предельных состояний несущей способности стальных конструкций для условий Республики Беларусь. Часть 1	73
Цукерников И.Е., Смирнов В.А. Экспериментальные исследования уровней вибрации перекрытий жилых зданий, вызванных движением поездов метрополитена	85

Архитектура и градостроительство

Бударин Е.Л. Архитектурно-дизайнерское формообразование индивидуального жилища и шесть основных принципов объемно-планировочных решений в условиях самодеятельного строительства	93
Щиржецкий Х.А., Борисов Л.А. Особенности акустического проектирования театров – студий (на примере театра - мастерской П. Фоменко)	104

Строительные материалы и технологии

Афанасьев А.А., Курочкин А.В. Эффективность трубобетонных конструкций при возведении каркасных зданий и сооружений	111
Константинов И.С., Польшиков К.А., Иващук О.А. О проблеме обеспечения эффективной связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства	121
Щепочкина Ю.А. К вопросу об эффективности изоляции из плит минеральной ваты	128

Отзыв на книгу «Роботизация и автоматизация строительных процессов»	133
--	-----

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.*
Astafichev P.A. *Doc. Sc. Law., Prof.*
Ivanova T.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Kirichuk A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Kolchunov V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Konstantinov I.S. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Novikov A.N. *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:

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

Editorial committee

Bock T. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*
Bondarenko V.M. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Gordon V.A. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Emelyanov S.G. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Karpenko N.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Kljueva N.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Korobko A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Korol E.A. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Rimshin V.I. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Sergeychuk O.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Ukraine)*
Serpik I.N. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Tamrazyan A.G. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Tur V.V. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Belorussia)*
Turkov A.V. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Fyodorov V.S. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Chernyshov E.M. *Doc. Sc. Tech., Prof.*
Schach R. *Doc. Sc. Tech., Prof. (Germany)*

Responsible for edition:

Savin S.Yu. *Candidat Sc. Tech*

The edition address: 302006, Orel,
Street Moscow, 77
+7 (4862) 73-43-49
www.gu-unpk.ru
E-mail: qantc@ostu.ru

Journal is registered in Russian federal service
for monitoring communications, information
technology and mass communications
The certificate of registration:
III № ФС77-47354 from 03.04.11 г.

Index on the catalogue of the «**Pressa Rossii**»
86294

© State University ESPC, 2016

Contents

Theory of engineering structures. *Building units*

Belov N., Yugov N., Kopanica D., Yugov A., Useinov E., Ryshkov A. Model of dynamic damage ordinary masonry of clay bricks	3
Dmitrieva K. Issues of sustainable rod elements design systems of wood in force and environmental loading.....	13
Korobko A., Chernyaev A., Shlyakhov S. Application procedure for calculation of triangular FFIT and quadrangular plates with using the broadly known geometrical parameters	19
Kuznetsov V., Rodina A., Shaposhnikova Yu. To the determination of deflections of monolithic overlap in the limit equilibrium stage	30
Tishkov N., Stepanenko A. Additional flexural-torsional effort and tension in the i-beam arched rod with corrugated wall with experimental estimates of the normal stresses in the flange of beam.....	36
Travush V., Kaprielov S., Konin D., Krylov A., Kashevarova G., Chilin I. Determination of the bearing capacity in shear on the contact surface "steel-concrete" of steel-concrete structures for concretes of different compressive strength and fiber reinforced concrete.....	45
Turkov A. Method of assessment survivability using weights factors of elements steel structures.....	56
Shapiro G., Smirnov A. About structural analysis of panel buildings with the carcass structure of lower non-residential floors.....	64

Building and structure safety

Tur V., Nadolski V. The partial factor values calibration for the ultimate limit state checking of steel structures for the conditions Republic of Belarus. Part 1.....	73
Tsukernikov I., Smirnov V. Experimental investigation of floor's vibration inside residential building subjected to underground train movements.....	85

Architecture and town-planning

Budarin E. Architectural and design shaping of the individual dwelling and six basic principles of space-planning decisions in the conditions of amateur construction.....	93
Schirjetsky Ch., Borisov L. Features acoustic design theatres (for example, theatre workshop of P. Fomenko).....	104

Construction materials and technologies

Afnas'ev A., Kurochkin A. Effectiveness of pipe-concrete structures in the construction of frame buildings	111
Konstantinov I., Polshchikov K., Ivaschuk O. On the problem of effective communication in remote and dangerous territorial distributed construction sites...	121
Shchepochkina Ju. To the question about the effectiveness of mineral wool insulation slabs	128

Review of the book "Robotization and automation of construction processes".....	133
--	-----

УДК 539.3

БЕЛОВ Н.Н., ЮГОВ Н.Т., КОПАНИЦА Д.Г., ЮГОВ А.А.,
УСЕИНОВ Э.С., РЫШКОВ А.В.

МОДЕЛЬ ДИНАМИЧЕСКОГО РАЗРУШЕНИЯ КЛАДКИ ИЗ ОБЫКНОВЕННОГО ГЛИНЯННОГО КИРПИЧА

Предложена математическая модель, описывающая в рамках механики сплошной среды процессы деформирования и разрушения материалов кирпичной кладки в условиях динамического нагружения. Динамическое разрушение рассматривается как процесс роста и слияния микродефектов под действием образующихся в процессе нагружения напряжений. Процесс фрагментирования поврежденного трещинами материала и поведение разрушенного материала описывается в рамках модели пористой упругопластической среды. Показано, что развитие трещин в сжатом материале происходит по сдвиговому механизму. В качестве примера проведен расчет на прочность фрагмента кирпичной кладки из четырех кирпичей марки М100 на удар. Нагрузка создавалась падающей с высоты 1-2 м. стальной пластиной массой 197-500 кг. Результаты расчета представлены в виде картин разрушения во времени.

Ключевые слова: ударно-волновое нагружение; кирпич; кирпичная кладка; динамическое разрушение; математическое моделирование.

Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в регионах с высоким уровнем сейсмических рисков является важной проблемой, решение которой способствует устойчивому социально-экономическому развитию и обеспечению национальной безопасности Российской Федерации.

Как показали результаты общего сейсмического районирования, сейсмическая опасность на территории Российской Федерации оказалась более значительной, чем это представлялось прежде. В соответствии с новыми картами (ОСР-97) сейсмическая опасность на территории многих субъектов Российской Федерации была уточнена и оказалась выше на 1 - 2 и даже 3 балла, то есть уровень сейсмического риска на этих территориях значительно повысился в сравнении с прежними расчетными величинами.

Очевидно, что здания и сооружения, построенные до уточнения величины сейсмической опасности, имеют значительный дефицит сейсмостойкости, их разрушение в результате землетрясений может привести к огромным людским и материальным потерям.

По экспертным оценкам, имеют дефицит сейсмостойкости и могут представлять источник опасности при сейсмических воздействиях до 50 процентов объектов жилого, общественного, производственного назначения и коммунальной сферы.

Анализ структуры существующих зданий по основным типам несущих конструкций показывает, что преобладающим является каменная кладка. Здания с несущими стенами из каменной кладки относятся к группе, так называемых, жестких зданий, получающие весьма высокую степень повреждения при сейсмических воздействиях. При этом многочисленные лабораторные и натурные испытания показывают, что кирпичная кладка, выполненная обычным ручным способом, далеко не всегда удовлетворяет требованиям норм, предъявляемым к кладкам I и II категории. В отдельных случаях нормальное сцепление в кладке, являющееся основным показателем сейсмостойкости здания, находится в пределах до $0,6 \text{ кг/см}^2$, в то время как по нормам его величина должна быть равной $1,2-1,8 \text{ кг/см}^2$. Низкое сцепление раствора с кирпичом, нарушение монолитности кладки на отдельных участках стен, а также отступления от проекта в процессе возведения или при изменениях полезных или других нагрузок в период эксплуатации приводит к тому, что многие здания не соответствуют нормативным требованиям их сейсмостойкости. В случае землетрясений в этих зданиях воз-

возможны повреждения и даже разрушения, которые могут стать причиной гибели людей и потерь материальных ценностей.

Отметим также, что «ослабленные» за счет возникших в них повреждений и дефектов строительства эти здания и сооружения обладают меньшей стойкостью и к воздействию взрывных нагрузок различного происхождения (взрывы бытового газа, террористические акты и т.п.). Все это диктует необходимость принятия мер по усилению и реконструкции таких зданий и сооружений, для обеспечения их эксплуатационной технической безопасности в целом, а также сейсмобезопасности и взрывобезопасности, в частности.

В настоящее время перспективным представляется выполнение мероприятий по усилению существующих каменных зданий без прерывания их эксплуатации с использованием современных материалов и технологий.

Для расчета прочности элементов строительных конструкций на взрывные и ударные нагрузки в Томском государственном архитектурно-строительном университете разработаны математические модели поведения с учетом ударно-волнового нагружения сред сложной структуры, в том числе, бетона, железобетона, фибробетона [1-3].

В [4] рассмотрено влияние упругих характеристик компонентов кирпичной кладки на её эффективные свойства. Проанализированы результаты натуральных экспериментов, проведенных для построения полной картины диаграммы деформирования кирпичной кладки.

Результаты экспериментальных исследований фрагментов кирпичной кладки при статическом и динамическом нагружении приведены в [5].

Анализ известных работ показал, что исследований поведения конструкций, содержащих кирпичную кладку, при ударно волновом нагружении крайне недостаточно.

Математическое моделирование и расчет конструкций из кирпичной кладки при динамическом нагружении является весьма актуальной задачей. В данной работе изложена математическая модель описывающая процесс динамического разрушения материалов кирпичной кладки из обыкновенного глиняного кирпича. Динамическое разрушение рассматривается как процесс роста и слияния микродефектов под действием образующихся в процессе нагружения напряжений.

1. Математическая модель.

Удельный объем пористой среды представляется в виде суммы удельного объема материала матрицы и удельного объема пор: $v = v_m + v_p$. Пористость материала характеризуется относительным объемом пустот ξ , либо параметром $\alpha = v / v_m$, которые связаны зависимостью $\alpha = 1 / (1 - \xi)$. Система уравнений, описывающих движение пористой упругопластической среды, имеет вид [1 - 3]:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \int_V \rho dV &= 0, \quad \frac{d}{dt} \int_V \rho \mathbf{u} dV = \int_S \mathbf{n} \cdot \boldsymbol{\sigma} dS, \\ \frac{d}{dt} \int_V \rho E dV &= \int_S \mathbf{n} \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{u} dS, \quad e = \frac{\mathbf{s}^j}{2\mu} + \lambda s, \\ \mathbf{s} : \mathbf{s} &= \frac{2}{3} \sigma_T^2, \quad p = \frac{1}{\alpha} \left[\frac{c_0^2 \rho_0 (1 - \gamma_0 \eta / 2) \eta}{(1 - s_0 \eta)^2} + \rho_0 \gamma_0 \varepsilon \right], \end{aligned} \quad (1)$$

где t – время; V – объем интегрирования; S – его поверхность;

\mathbf{n} – единичный вектор внешней нормали; ρ – плотность;

$\boldsymbol{\sigma} = -p \mathbf{g} + \mathbf{s}$ – тензор напряжений; \mathbf{s} – его девиатор; p – давление;

\mathbf{g} – метрический тензор; \mathbf{u} – вектор скорости;

$E = \varepsilon + \mathbf{u} \cdot \mathbf{u} / 2$ – удельная полная энергия; ε – удельная внутренняя энергия;

$\mathbf{e} = \mathbf{d} - (\mathbf{d} : \mathbf{g}) \mathbf{g} / 3$ – девиатор тензора скоростей деформаций;

$\mathbf{d} = (\nabla \mathbf{u} + \nabla \mathbf{u}^T) / 2$ – тензор скоростей деформаций;

$\mathbf{s}^j = \dot{\mathbf{s}} + \mathbf{s} \cdot \boldsymbol{\omega} - \boldsymbol{\omega} \cdot \mathbf{s}$ – производная девиатора тензора напряжений в смысле Яуманна-

Нолла;

$\mu = \mu_0(1 - \zeta)[1 - (6\rho_0 c_0^2 + 12\mu_0)\zeta / (9\rho_0 c_0^2 + 8\mu_0)]$, $\sigma_T = Y_0/\alpha$ – эффективные модуль сдвига и предел текучести;

$\omega = (\nabla \mathbf{u}^T - \nabla \mathbf{u})/2$ – тензор вихря; $\rho_0, c_0, \mu_0, Y_0, s_0$ – константы материала матрицы; $\eta = 1 - \rho_0 \nu / \alpha$. Параметр λ исключается с помощью условия текучести.

C_0 и s_0 являются коэффициентами линейной зависимости скорости ударной волны D от массовой скорости u ($D = c_0 + s_0 u$).

Система (1) замыкается уравнениями, связывающими давление p и пористость α при сжатии:

$$\left[p \geq \frac{2}{3} \sigma_T \ln\left(\frac{\alpha}{\alpha - 1}\right) \right]$$

$$\rho_0 \gamma_0 \varepsilon + \frac{c_0^2 \rho_0 (1 - \gamma_0 \eta / 2) \eta}{(1 - s_0 \eta)^2} - \frac{2}{3} \sigma_T \ln\left(\frac{\alpha}{\alpha - 1}\right) = 0 \quad (2)$$

и при разгрузке $\left[p \leq -a_s \ln\left(\frac{\alpha}{\alpha - 1}\right) \right]$

$$\rho_0 \gamma_0 \varepsilon + \frac{c_0^2 \rho_0 (1 - \gamma_0 \eta / 2) \eta}{(1 - s_0 \eta)^2} + a_s \ln\left(\frac{\alpha}{\alpha - 1}\right) = 0 \quad (3)$$

Материал кирпича – отожженная глина при динамическом нагружении до выполнения критерия прочности описывается моделью линейного упругого тела, обладающего физико-механическими свойствами кирпича.

В качестве условия прочности используется критерий, предложенный для бетона [6, 7]:

$$3J_2 = [AI_1 + B] \left\{ 1 - (1 - C) \left[1 - \frac{J_3}{2} \left(\frac{J_2}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] \right\}, \quad (4)$$

где I_1, J_2, J_3 – первый инвариант тензора напряжений, второй и третий инварианты девиатора тензора напряжений соответственно;

$$A = R_c - R_p; \quad B = R_c R_p; \quad C = \frac{3T_c^2}{R_c R_p};$$

где R_c, R_p, T_c – пределы прочности при одноосном сжатии, растяжении и чистом сдвиге соответственно.

Поверхность (4) для изотропных материалов должна отвечать условию выпуклости (в соответствии с постулатами Друккера и Хилла), которое накладывает следующие ограничения на расчетные параметры

$$0,530 \leq \frac{T_c}{\sqrt{R_c R_p}} \leq 0,577$$

Численные значения A, B, C определяются через пределы прочности кирпича при растяжении, сжатии и чистом сдвиге, полученные при динамическом нагружении. После выполнения критерия прочности считается, что материал поврежден трещинами.

Процесс фрагментирования поврежденного трещинами материала и поведение разрушенного материала описывается в рамках модели пористой упругопластической среды.

Фрагментация поврежденного трещинами материала, подвергнутого воздействию растягивающих напряжений, происходит, когда относительный объем пустот достигнет критической величины $\xi_* = (\alpha_* - 1) / \alpha_*$. Если поврежденный трещинами материал подвергнуть воздействию сжимающих напряжений, то критерием фрагментирования является предельная величина интенсивности пластических деформаций e_u^* :

$$e_u^* = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{3T_2 - T_1^2},$$

где α_s – параметр модели; T_1 и T_2 - первый и второй инварианты тензора деформаций.

Разрушенный материал моделируется гранулированной средой, выдерживающей сжимающие нагрузки, но не выдерживающей растягивающих напряжений.

Данная модель реализована в пакете вычислительных программ «РАНЕТ - 3» [13], позволяющем проводить решение задач удара и взрыва в полной трехмерной постановке [2, 8 – 11].

2. Результаты расчета

В рамках изложенной выше модели проведен расчет динамической прочности кирпича марки М100 и каменной кладки из него, состоящей из четырех кирпичей между которыми нанесен слой раствора толщиной 1 см, на удар падающего на копровой установке стального груза массой m кг с высоты h м. В качестве матричного материала кирпича была принята глина, ударная адиабата которой приведена в [14, 15].

Параметры уравнения состояния материалов глины и раствора приведены в таблице 1.

Таблица 1 - Параметры уравнения состояния

Материал	$\rho_0, \text{г/см}^3$	α_0	$c_0, \text{см/мкс}$	S_0	γ_0	α_{00}
Кирпич	2,183	1,149	0,332	1,02	2,0	1,001
Раствор	1,65	1,03125	0,128	1,42	2,0	1,001

Через α_{00} в таблице 1 обозначена минимальная пористость в материале, которая не устраняется при любом сжатии. Физико-механические характеристики и параметры модели разрушения кирпича марки М100 и раствора приведены в таблице 2.

Таблица 2 - Физико-механические параметры кирпича М100

Материал	$\mu_0, \text{ГПа}$	$R_c, \text{ГПа}$	$R_p, \text{ГПа}$	$T_c, \text{ГПа}$	$Y_0, \text{ГПа}$	$a_s, \text{ГПа}$	ξ^*	e_u^*
Кирпич	2,27273	0,014	0,00126	0,00238	0,0058	0,0039	0,30	0,26
Раствор	1,9027	0,0105	0,00098	0,001792	0,0036	0,0024	0,30	0,26

Нагрузка от падающего груза на лицевую поверхность кирпича моделировалась заданием массовой скорости $u(x,y,z,t)$ на контактную поверхность «сталь-кирпич»: $u(x,y,z,t) = u(t)$. Рассмотрено два способа задания нагрузки (рис.1). В первом варианте считалось, что давление на поверхности контакта в течении всего времени нагружения T_1 оставалось постоянным и равным P_0 .

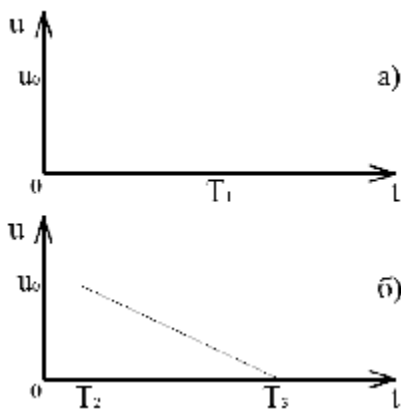


Рисунок 1 - Зависимость массовой скорости и на поверхность контакта «сталь-кирпич» от времени процесса t

Время нагрузки T_1 можно определить из второго закона Ньютона $m \frac{du}{dt} = -P_0 S_1$. Учитывая, что скорость в течении времени T_1 изменяется от V_0 до 0, $T_1 = \frac{mV_0}{S_1 P_0}$. Приняты следующие обозначения: $V_0 = \sqrt{2gh}$ - скорость падающего груза; S_1 - площадь лицевой поверхности кирпича.

Для скорости удара V_0 численные значения давления P_0 и массовой скорости u_0 на поверхность контакта «сталь-кирпич» можно определить графическим методом, используя ударные адиабаты стали и материала кирпича.

Для скорости удара V_0 численные значения давления P_0 и массовой скорости u_0 на поверхность контакта «сталь-кирпич» можно определить графическим методом, используя ударные адиабаты стали и материала кирпича.

При втором способе задания (комбинированном) массовая скорость на поверхности раздела

материалов считается постоянной $u(x, y, z, t) = u_0$ до тех пор, пока волны упругой разгрузки, распределяющиеся от тыльной поверхности стальной пластины, не достигнут контактной поверхности ($t = [0, T_2]$), а затем изменяется с течением времени по треугольному закону:

$$u(x, y, z, t) = u_0 \left(1 - \frac{t}{T_3}\right).$$

На рис.3, рис.4 представлены результаты математического моделирования динамического разрушения кирпича марки М100 при падении груза массой 197 кг. с высоты 1м. Скорость падения груза $V_0 = 4,43\text{м/с}$, $u_0 = 3.75\text{м/с}$, $P_0 = 0,025\text{ ГПа}$, $T_1 = 1128,2\text{ мкс}$, $T_2 = 50,8\text{ мкс}$, $T_3 = 2205,6\text{ мкс}$.

При взаимодействии с падающим грузом в кирпиче формируется волна сжатия, распространяющаяся от поверхности контакта в глубь кирпича. Примерно через 20 мкс она достигает его тыльной поверхности. Так как кирпич лежит на жестком основании, то волна сжатия отражается в кирпич в виде отраженной волны сжатия. В момент времени, примерно, 40мкс данная волна достигает контактной поверхности и вновь отражается от последней в виде волны сжатия. Происходит процесс неоднократного отражения волн сжатия от тыльной и лицевой поверхности кирпича, приводящий к росту сжимающих напряжений в нем. Это хорошо видно из рис.2а, на котором представлена зависимость величины максимального давления в кирпиче P_{max} от времени процесса. Уже к моменту времени 100мкс уровень образующихся в материале сжимающих напряжений достаточен для выполнения критерия прочности. При выполнении критерия прочности материал перестает быть упругим. В нем происходит образование и рост микротрещин под действием возникающих в материале напряжений. Фрагментация трещин в сжатом материале происходит по сдвиговому механизму.

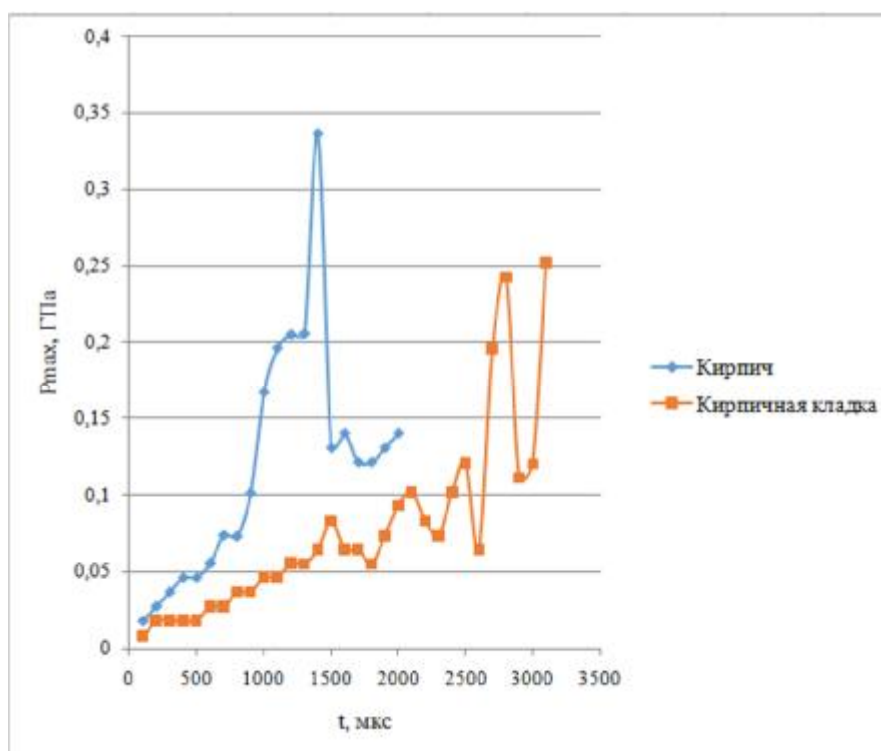


Рисунок 2 - Зависимость величины максимального давления в кирпиче P_{max} от времени процесса

При первом способе задания нагрузки, когда на лицевую поверхность кирпича действует импульс давления прямоугольной формы, уже к моменту времени 1100 мкс в центральной части кирпича материал полностью разрушен. На рисунках для наглядности конечные элементы, материал в которых полностью разрушен (песок), не отрисовывался. В последующие моменты времени, не смотря на то что действие нагрузки прекращается, процесс

разрушения кирпича продолжается. При втором способе задания нагрузки на лицевую поверхность кирпича разрушения не наблюдаются вплоть до момента времени, приблизительно, 1500 мкс.

На рис. 3 представлены результаты математического моделирования динамического разрушения кирпича на момент времени 1500 мкс при двух способах задания нагрузки.

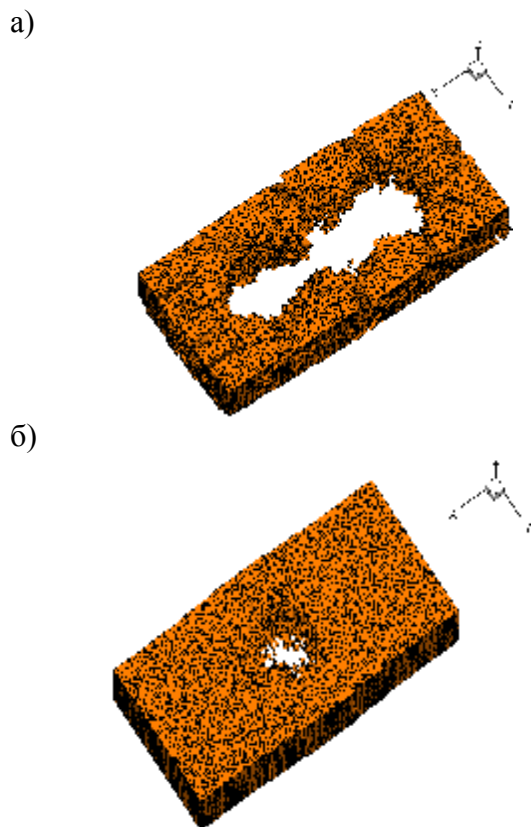


Рисунок 3 – Картины разрушения кирпича в момент времени 1500 мкс: а) импульс нагрузки прямоугольный; б) импульс нагрузки комбинированный

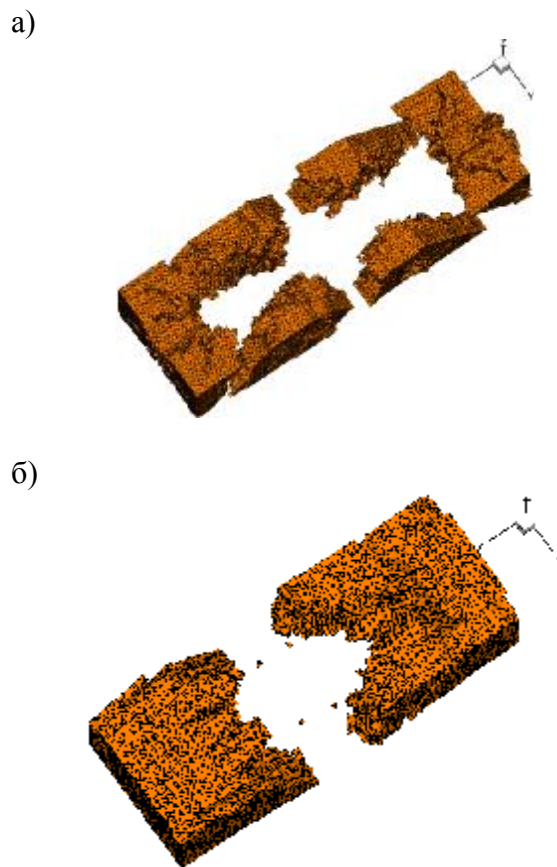


Рисунок 4 - Картины разрушения кирпича в момент времени 3300 мкс: а) импульс нагрузки прямоугольный; б) импульс нагрузки комбинированный

В то время как первом способе задания нагрузки кирпич практически полностью разрушен, при втором в центре кирпича появилась область разрушений. Разрушение кирпичей происходит до момента времени 3300 мкс. Окончательная картина разрушений показана на рис.4.

В кирпиче нагруженном по первому способу, центральная часть полностью разрушена, происходит разделение периферийных областей на крупные куски. При втором способе кирпич разрушился на три крупных фрагмента.

Как показывают представленные расчеты, при падении груза массой 197 кг. разрушение кирпича происходит при любом из рассмотренных выше способов задания нагрузки. Различие заключается лишь в конечной картине разрушения.

Представленная выше модель динамического разрушения кирпича может быть использована для расчета поведения кирпичной кладки на взрывные и ударные нагрузки.

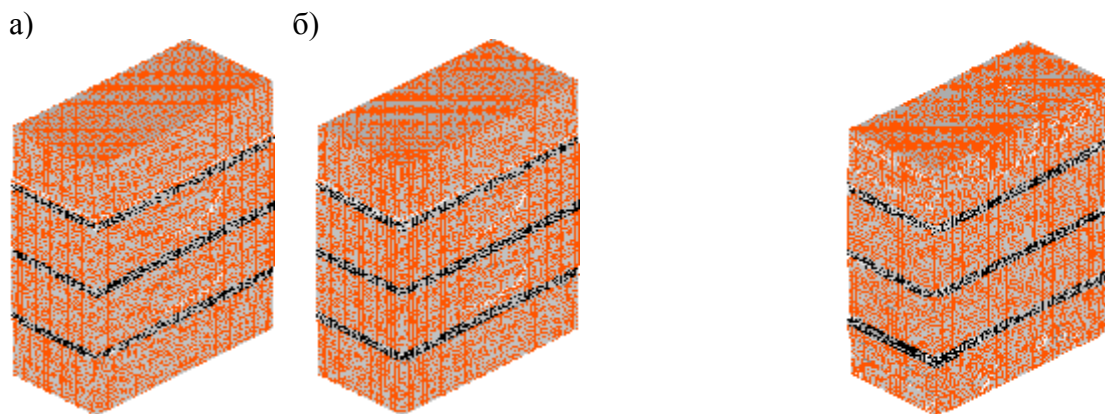


Рисунок 5 - Конфигурации кирпичной кладки под воздействием прямоугольного (а) импульса нагрузки длительностью 1128,2 мкс и комбинированного (б) импульса нагрузки длительностью 2205,6 мкс (прямоугольный импульс длительностью 50,8 мкс + треугольный импульс длительностью 2154,8 мкс) в момент времени 2800 мкс

Рисунок 6 - Конфигурации кирпичной кладки под воздействием прямоугольного импульса нагрузки длительностью 2476,2 мкс и скоростью 5,2 м/с в момент времени 3700 мкс

На рис. 5 представлены результаты математического моделирования прочности кирпичной кладки из четырех кирпичей, разделенных слоем раствора толщиной 1 см, на удар падающего груза массой 197 кг с высоты 1 м. Как и выше рассмотрено два способа задания нагрузки на лицевую поверхность верхнего кирпича. Нижний кирпич расположен на твердом основании. В верхнем кирпиче при взаимодействии с падающим грузом формируется волна сжатия, которая к моменту времени 20 мкс достигает поверхности раздела «кирпич-раствор». Происходит расщепление падающей волны на проходящую в раствор волну сжатия и отраженную вглубь сжатого кирпича волну разгрузки, что приводит к понижению сжимающих напряжений в кирпиче в области поверхности раздела материалов. Волна сжатия, распространяющаяся по раствору, при выходе на поверхность раздела «раствор-второй кирпич» распадается на отраженную в раствор и падающую во второй кирпич волны сжатия. В процессе взаимодействия волны сжатия в слое раствора с поверхностями раздела материалов сжимающие напряжения в нем повышаются с течением времени. В момент времени, приблизительно, 110 мкс волна сжатия выходит на тыльную поверхность четвертого кирпича, в результате чего происходит отражение волны сжатия в кирпичную кладку. На рис. 2б представлена зависимость величины максимального давления P_{max} в кладке от времени процесса. Видно, что величина сжимаемых напряжений в кирпичной кладке ниже, чем в кирпиче. Максимальные сжимающие напряжения в моменты времени 2800 мкс и 3100 мкс достигаются в слоях раствора и соответственно равны 0,2425 ГПа и 0,25187 ГПа. Конфигурация кирпичной кладки под воздействием прямоугольного и комбинированного импульсов в момент времени 2800 мкс приведены на рис.5. Видно, что при обоих способах нагружения кирпичная кладка сохранила свою целостность.

На рис.6 представлена конфигурация кирпичной кладки, образованная под действием прямоугольного импульса, моделирующего падения груза массой 500 кг с высоты $h = 1,5$ м ($V_0 = 5,42$ м/с, $u_0 = 5,2$ м/с, $P_0 = 0,036$ ГПа, $T_1 = 2476,2$ мкс).

Расчет проведен до момента времени 3700 мкс. Из рисунка видно, что нижний кирпич находится на стадии предразрушения. Увеличение высоты падения груза до 2 м приводит к его разрушению. Это хорошо видно из рис.7,а, на котором в момент времени 2800 мкс представлена конфигурация кирпичной кладки, образованная при падении груза с высоты 2 м ($V_0 = 6,26$ м/с, $u_0 = 6,1$ м/с, $P_0 = 0,04$ ГПа, $T_1 = 2541,7$ мкс).

Основание кирпичной кладки в центре разрушено примерно на глубину до 2 см, в результате чего произошло смещение слоев в нижнем кирпиче. Намечается разрушение верхнего кирпича кладки вблизи лицевой поверхности. Разрушены все три слоя раствора. Расчет

проведен до момента времени 4007 мкс. Окончательная картина разрушения в кирпичной кладке представлена на рисунке 7,б. Сильно разрушен нижний кирпич, частично поврежден верхний. Как и следовало ожидать, неповрежденными оказались второй и третий кирпичи.

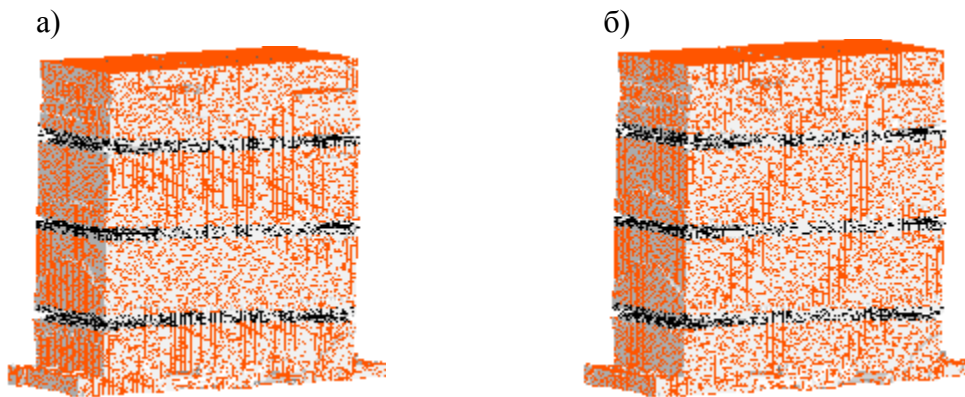


Рисунок 7 - Конфигурации кирпичной кладки под воздействием прямоугольного импульса нагрузки длительностью 2541,7 мкс и скоростью 6,1 м/с: а-в момент 3700 мкс; б-в момент времени 4007 мкс.

Представленные результаты демонстрируют возможности предложенной математической модели. Прочность конкретной кладки зависит от прочностных характеристик кирпича и раствора. Совместное проведение лабораторного эксперимента и математического моделирования позволит уточнить параметры модели с одной стороны, а с другой дать верную физическую интерпретацию полученным результатам.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Белов, Н.Н. Модель динамического разрушения мелкозернистого бетона [Текст] / Н.Н. Белов, Н.Т. Югов, Д.Г. Копаница, А.А. Югов // Вестник ТГАСУ, 2005. – №1. – С. 14–21
2. Афанасьева, С.А. Разрушение бетонных и железобетонных плит при высокоскоростном ударе [Текст] / С.А. Афанасьева, Н.Н. Белов, Д.Г. Копаница [и др.] // Докл. АН., 2005. –Т.401. – №2. – С. 185–188
3. Динамика высокоскоростного удара и сопутствующие физические явления [Текст] / Н.Н. Белов, Н.Т. Югов, Д.Г. Копаница, А.А. Югов – Northampton: STT; Томск: STT, 2005. – 360 с.
4. Кашеварова Г.Г. Натурные и численные эксперименты, направленные на построение зависимости напряжения от деформации кирпичной кладки [Текст] / Г.Г. Кашеварова, М.Л. Иванов // Приволжский научный вестник. – 2012. – №8 (12). – С.10-15
5. Копаница, Д.Г. Экспериментальные исследования фрагментов кирпичной кладки на действие статической и динамической нагрузки [Текст] / Д.Г. Копаница, О.В. Кабанцев, Э.С. Усеинов // Вестник ТГАСУ. – 2012. - №4. - С. 157-178
6. Баженов, Ю.М. Бетон при динамическом нагружении [Текст] / Ю.М. Баженов. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1970. – 272 с.
7. Исаев, А.Л. Разрушение бетонной плиты при пробитии ее жестким индикатором [Текст] / А.Л. Исаев, В.А. Велданов // Динамическая прочность и трещиностойкость конструкционных материалов. Сборник статей. – Киев.: Изд-во Киевского высшего инженерного училища, 1988. – С.134-139
8. Johnson, J.N. Dynamic fracture and spallation in ductile solids [Text] // J. Appl. Phys. –1981. –V.52. – №4. – P. 2812–2825
9. Johnson, G.R. High velocity impact calculations in three dimensions [Text] // J. Appl. Mech. – 1977. – V.44. – P.95–100.
10. Johnson, G.R. Liquid-solid impact calculations with triangular elements [Text] // Transactions of the ASME. – 1977. – V.99. – №3. – P.589–600.
11. Johnson, G.R. Three-dimensional computer code for dynamic response of solids to intense impulsive load [Text] / G.R. Johnson, D.D. Colby, D.J. Vavrick // Int. J. Numerical Methods in Engineering. – 1979. –V.14. – P.1865–1871.
12. Johnson, G.R. Eroding interfaces and improved tetrahedral element algorithms for high-velocity impact computations in free dimensions [Text] / G.R. Johnson, R.A. Stryk // J. Impact Engug – 1987. –V.5. – P.411–421.
13. Свидетельство №2010611042 о государственной регистрации программ для ЭВМ. Расчет адиабатических нестационарных течений в трехмерной постановке РАНЕТ-3 / Н.Т. Югов, Н.Н. Белов, А.А. Югов; зарегистрировано в Реестре программ для ЭВМ 2010.

14. Трунин, Р.Ф. Сжимаемость горных пород в ударных волнах [Текст] / Р.Ф. Трунин, Г.В. Симаков, И.П. Дудолодов, Г.С. Телегин, И.П. Трусов // Свойства конденсированных веществ при высоких давлениях и температурах. Арзамас-16: ВНИИЭФ, 1992.-с. 249-256

15. Трунин, Р.Ф. Исследования экстремальных состояний конденсированных веществ методом ударных волн. Уравнения Гюгонио [Текст]: монография – Саров: РФЯУ-ВНИИЭФ, 2006. - 286 с.

Белов Николай Николаевич

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск,

д.ф.-м.н., профессор

E-mail: n.n.belov@mail.ru

Югов Николай Тихонович

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск

д.ф.-м.н., профессор

E-mail: n.t.yugov@mail.ru

Копаница Дмитрий Георгиевич

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск

д.т.н., профессор

E-mail: kopanitsa@mail.ru

Югов Алексей Александрович

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск

к.т.н., доцент

E-mail: yugalex@mail.ru

Усеинов Эмиль Сейранович

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск

ст. преподаватель,

E-mail: useinov_em@mail.ru

Рышков Артем Викторович

Томский государственный архитектурно-строительный университет, г. Томск

ст. преподаватель

E-mail: rav.tomsk@mail.ru

N. BELOV, N. YUGOV, D. KOPANICA, A. YUGOV, E. USEINOV, A. RYSHKOV

**MODEL OF DYNAMIC DAMAGE
ORDINARY MASONRY OF CLAY BRICKS**

A mathematical model describing within the continuum mechanics processes of deformation and fracture of masonry under dynamic loading was proposed. Dynamic destruction is seen as a process of growth and fusion under the action of micro-defects generated during the loading stresses. The process of fragmentation of damaged cracked material's behavior and the process of destroyed of the material are described in terms of a porous elastoplastic medium model. It has been shown that the development of cracks in the compressed follows a shear mechanism. As an example, we calculated the strength of a fragment of brick masonry of four bricks M100 under impact. The load created from a falling hitter from a height of 1-2 m. The steel plate weigh was 197-500 kg. The calculation results are presented in the form of destruction pictures in time.

Keywords: shock-wave loading; brick; brickwork; Dynamic destruction; math modeling.

BIBLIOGRAPHY

1. Belov, N.N. Model' dinamicheskogo razrusheniya melkozernistogo betona [Tekst] / N.N. Belov, N.T. Yugov, D.G. Kopanitsa, A.A. Yugov // Vestnik TGASU, 2005. – №1. – S. 14–21
2. Afanas'yeva, S.A. Razrusheniye betonnykh i zhelezobetonnykh plit pri vysokoskorostnom udare [Tekst] / S.A. Afanas'yeva, N.N. Belov, D.G. Kopanitsa [i dr.] // Dokl. AN., 2005. –Т.401. – №2. – S. 185–188
3. Dinamika vysokoskorostnogo udara i soputstvuyushchiye fizicheskiye yavleniya [Tekst] / N.N. Belov, N.T. Yugov, D.G. Kopanitsa, A.A. Yugov – Northampton: STT; Tomsk: STT, 2005. – 360 s.

4. Kashevarova G.G. *Naturnyye i chislennyye eksperimenty, napravlenyye na postroyeniye zavisimosti napryazheniya ot deformatsii kirpichnoy kladki* [Tekst] / G.G. Kashevarova, M.L. Ivanov // *Privolzhskiy nauchnyy vestnik*. – 2012. – №8 (12). – S.10-15
5. Kopanitsa, D.G. *Eksperimental'nyye issledovaniya fragmentov kirpichnoy kladki na deystviye staticheskoy i dinamicheskoy nagruzki* [Tekst] / D.G. Kopanitsa, O.V. Kabantsev, E.S. Useinov // *Vestnik TGASU*. – 2012. – №4. – S. 157-178
6. Bazhenov, YU.M. *Beton pri dinamicheskom nagruzhении* [Tekst] / YU.M. Bazhenov. – M.: Izd-vo literatury po stroitel'stvu, 1970. – 272 s.
7. Isayev, A.L. *Razrusheniye betonnoy plity pri probitii yeye zhestkim indikatorom* [Tekst] / A.L. Isa-yev, V.A. Veldanov // *Dinamicheskaya prochnost' i treshchinostoykost' konstruktsionnykh materialov*. Sbornik sta-tey. – Ki-yev.: Izd-vo Kiyevskogo vysshogo inzhenerenogo uchilishcha, 1988. – S.134-139
8. Johnson, J.N. *Dynamic fracture and spallation in ductile solids* [Text] // *J. Appl. Phys.* – 1981. – V.52. – №4. – P. 2812–2825
9. Johnson, G.R. *High velocity impact calculations in three dimensions* [Text] // *J. Appl. Mech.* – 1977. – V.44. – №3. – P.95–100.
10. Johnson, G.R. *Liquid-solid impact calculations with triangular elements* [Text] // *Transactions of the ASME*. – 1977. – V.99. – №3. – P.589–600.
11. Johnson, G.R. *Three-dimensional computer code for dynamic response of solids to intense impulsive load* [Text] / G.R. Johnson, D.D. Colby, D.J. Vavrick // *Int. J. Numerical Methods in Engineering*. – 1979. – V.14. – P.1865–1871.
12. Johnson, G.R. *Eroding interfaces and improved tetrahedral element algorithms for high-velocity impact computations in free dimensions* [Text] / G.R. Johnson, R.A. Stryk // *J. Impact Engug* – 1987. – V.5. – P.411–421.
13. *Svidetel'stvo №2010611042 o gosudarstvennoy registratsii programm dlya EVM. Raschet adiabaticheskikh nestatsionarnykh techeniy v trekhmernoy postanovke RANET-3* / N.T. Yugov, N.N. Belov, A.A. Yugov; zare-gistrirovano v Reyestre programm dlya EVM 2010.
14. Trunin, R.F. *Szhimayemost' gornykh porod v udarnykh volnakh* [Tekst] / R.F. Trunin, G.V. Simakov, I.P. Dudoladov, G.S. Telegin, I.P. Trusov // *Svoystva kondensirovannykh veshchestv pri vysokikh davleniyakh i temperaturakh. Arzamas-16: VNIIEF, 1992.-s. 249-256*
15. Trunin, R.F. *Issledovaniya ekstremal'nykh sostoyaniy kondensirovannykh veshchestv metodom udar-nykh voln. Uravneniya Gyugonio* [Tekst]: monografiya – Sarov: RFYAU-VNIIEF, 2006. – 286 s.

N. Belov

Tomsk state university of architecture and civil engineering, Tomsk
Doctor of Phis. and Math. Sciences, professor
E-mail: n.n.belov@mail.ru

N. Yugov

Tomsk state university of architecture and civil engineering, Tomsk
Doctor of Phis. and Math. Sciences, professor
E-mail: n.t.yugov@mail.ru

D. Kopanica

Tomsk state university of architecture and civil engineering, Tomsk
Doctor of Tech. Sciences, professor
E-mail: kopanitsa@mail.ru

A. Yugov

Tomsk state university of architecture and civil engineering, Tomsk
к.т.н., доцент
E-mail: yugalex@mail.ru

E. Useinov

Tomsk state university of architecture and civil engineering, Tomsk
Senior lecturer
E-mail: useinov_em@mail.ru

A. Ryshkov

Tomsk state university of architecture and civil engineering, Tomsk
Senior lecturer
E-mail: rav.tomsk@mail.ru

ДМИТРИЕВА К.О.

ВОПРОСЫ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕРЖНЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ИЗ ДРЕВЕСИНЫ ПРИ СИЛОВОМ И СРЕДОВОМ НАГРУЖЕНИИ

Приведены результаты исследований устойчивости нагруженных стержневых конструктивных систем, выполненных из древесины, в условиях стесненной бифуркации. Особенностью этих исследований является то, что анализ устойчивости несущих элементов выполняется с учетом реологических свойств древесины, переменной влажности и влияния соседних элементов всей конструктивной системы. Учет этих факторов оказывает существенное влияние на формы потери устойчивости конструктивных элементов и значение критической силы.

Получены аналитические зависимости для определения изменения форм потери устойчивости стоек рассматриваемой рамы и выполнен их анализ.

Ключевые слова: стержень из древесины, длительная прочность, влажность, устойчивость, критическая сила, конструктивная система из древесины, активная и пассивная потеря устойчивости.

При проведении обследования и расчетного анализа эксплуатируемых производственных зданий с деревянными несущими конструкциями необходим учет одновременного проявления длительного силового нагружения и средового воздействия [4-10]. В этой связи решение задач деформирования элементов в нагруженных и находящихся в условиях переменной влажности стержневых конструктивных системах каркасов и покрытий зданий из древесины (рис. 1) представляют научный интерес и практическую ценность. В настоящей работе приведены результаты численных исследований устойчивости нагруженных стержневых элементов конструктивных систем, выполненных в условиях стесненной бифуркации, с учетом реологических свойств древесины, переменной влажности и влияния соседних несущих элементов конструктивной системы.

Для анализа принята реологическая модель деформирования материала Кельвина-Фойгта [3]. В соответствии с этой моделью длительная прочность древесины может быть определена из выражения [1, 2]:

$$\sigma_{ult} = \frac{R \cdot [-1 \mp \sqrt{1 + 1,7(7) \cdot (1 - 0,913^{t^{0,38}})^2}]}{0,89 \cdot (1 - 0,913^{t^{0,38}})^2}, \quad (1)$$

где σ_{ult} – длительная предельная прочность древесины, R – расчетное сопротивление сжатию древесины, t – время приложения нагрузки.

Используя эту зависимость и формулу Эйлера можно записать выражение для определения предельного значения критической силы:

$$P_{кр.} = \frac{\nu^2 \cdot 2 \cdot I}{l^2 \cdot \sigma_{ult} \cdot \varepsilon_{ult}} \cdot \frac{[-1 \mp \sqrt{1 + 1,7(7) \cdot (1 - 0,913^{t^{0,38}})^2}]}{0,8(8) \cdot (1 - 0,913^{t^{0,38}})^2}. \quad (2)$$

Непосредственное использование уравнения механического состояния материала в решении задач нагружения и средового воздействия обычно не реализуется ввиду его громоздкости. Для практического использования удобно принимать выражения длительного модуля деформации:

$$E_{дл.}(t_0, t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t_0, t)}, \quad (3)$$

где $\sigma(t)$ – напряжения, действующие в момент времени t ; $\varepsilon(t_0, t)$ – относительная деформация к моменту наблюдения t , устанавливаемые с учетом влияния возраста материала, его свойств старения, режима и длительности нагружения.

а)



б)

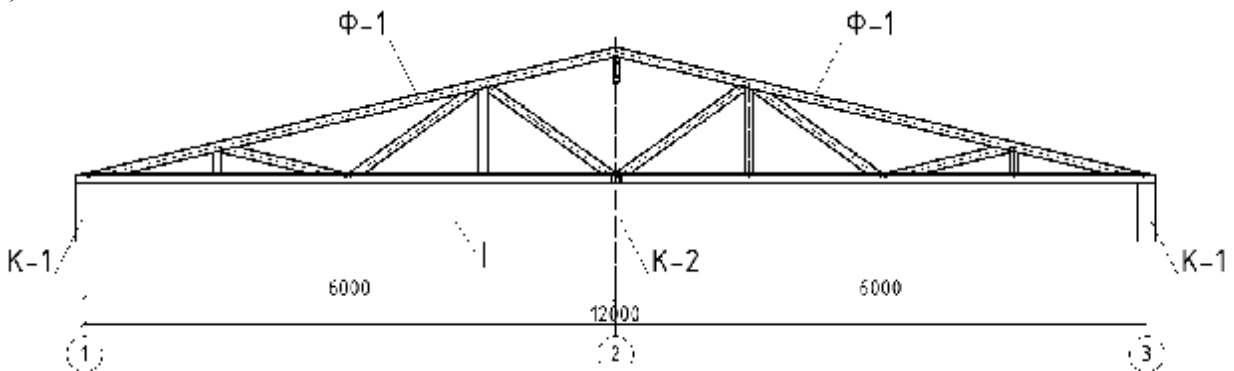


Рисунок 1 – Общий вид (а) и схема (б) конструктивной системы реконструируемого производственного здания в г. Щигры

Полагая, что значение деформаций в области линейной ползучести древесины при $\sigma = \text{const}$ могут быть определены в соответствии с предложением Ю.М. Иванова [13]:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(t_0) \cdot (1 + b \cdot t^{0,21}), \quad (4)$$

где параметр b зависит от влажности древесины (w) и определяется как:

$$b = \frac{10^{-2}}{0,735 - 0,02086 \cdot w}. \quad (5)$$

С использованием выражений (1), (3) и (2) получена зависимость для определения предельного значения критической силы в стержне следующего вида:

$$P_{кр.}(w, t) = \frac{v^2 \cdot I}{l^2} \cdot \frac{2 \cdot \sqrt{6 \cdot (1 - 0,913 \cdot t^{0,38})^2 + 2,25} - 1,5}{(1 - 0,913 \cdot t^{0,38})^2 \cdot \varepsilon(t_0) \cdot (1 + b \cdot t^{0,21})}. \quad (6)$$

Применительно к рассматриваемой конструктивной системе (см. рис. 1) при оценке устойчивости отдельных сжатых стержней необходимо учитывать взаимное влияние элементов [12]. Для этого в процессе расчетного анализа должны быть выявлены наиболее опасные элементы из частей конструкции (колонны, сжатые стержни ферм) с низкой сопротивляемостью потери устойчивости.

Для выделенного из конструктивной системы стержня, например, колонны (см. рис. 1б) можно определить энергию деформирования U_i , добавляющаяся при бифуркации стержня, которая будет равна сумме работ концевых сил и моментов:

$$U_i = A_i(N) + A_i(M_i, Q_i), \tag{7}$$

где $A_i(N) = N_i \cdot \Delta_i$ – работа продольных сжимающих сил на сближении Δ_i точек А и В от изгиба; $A_i(M_i, Q_i)$ – работа концевых реакций i -го стержня в процессе изгиба. Усилия M_i и Q_i и концевые перемещения находятся из решения задач устойчивости системы.

Критерий $A_i(M_i, Q_i) < 0$ становится признаком активной потери устойчивости стержня в конструктивной системе, т.е. работы одной продольной силы N_i достаточно для компенсации приращения потенциальной энергии деформации стержня U_i и окружения стержня (в виде опорных реакций) для сопротивления его бифуркации. Критерий $A_i(M_i, Q_i) > 0$ становится признаком пассивной потери устойчивости, т.е. окружение стержня помогает его бифуркации.

Вычисление работ концевых моментов и поперечных сил выполняется с помощью специальных функций метода перемещения.

Принимаем за неизвестные углы поворота и смещения узлов Z_1, Z_2, Z_n , однородная система уравнений примет вид:

$$r_{ij} \cdot \bar{Z}_i = 0, (i, j = 1, 2, 3); \tag{8}$$

где

$$\begin{aligned} r_{ii} &= 8 \cdot i + 4 \cdot i \cdot \varphi_2(v_i), \quad r_{ij} = r_{ji} = 2 \cdot i; \quad (j=1, 2; i=2,3); \\ r_{ii} &= 4 \cdot i + 4 \cdot i \cdot \varphi_2(v_i), \quad (i = 3); \\ r_{ij} &= r_{ji} = 0, \quad (j = 1, 3; i = 1, 3); \end{aligned} \tag{9}$$

$$v_i = l \cdot \sqrt{\frac{P}{B}}, \quad (i = 1, 2, 3 \dots n). \tag{10}$$

Детерминант системы (8) определяется следующим выражением:

$$\begin{aligned} &8 \cdot [(2 + \varphi_2(v_1)) \cdot (2 + \varphi_2(v_2)) \cdot (1 + \varphi_2(v_3))] - \\ &- 2 \cdot [3 + \varphi_2(v_1) + \varphi_2(v_3)] = 0. \end{aligned} \tag{11}$$

Коэффициенты векового уравнения $v_{i_{кр}}$ для рассматриваемой задачи анализа устойчивости элементов конструктивной системы из древесины при приложении нагрузки и изме-

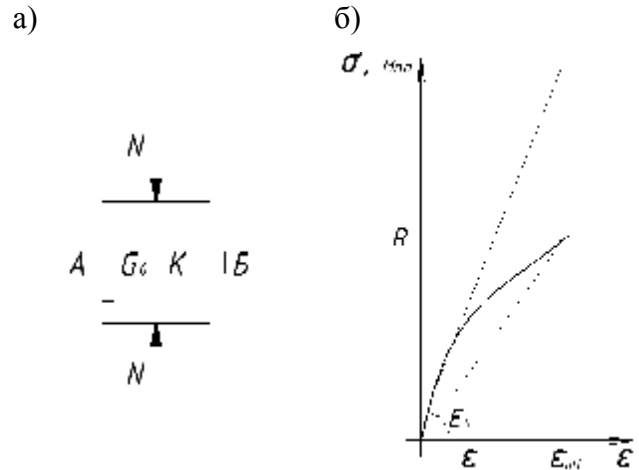


Рисунок 2 – Схема используемой реологической модели (а) и диаграмма деформирования древесины (б)

нении влажности, при которых в конструктивной системе возможен переход от пассивной бифуркации к активной выполняется по формуле:

$$v_{i_{кр}} = l \cdot \sqrt{\frac{P}{B_{red}(w, t)}} \quad (12)$$

Поскольку отношение квадратов критического и начального (при начальной жёсткости) параметров векового уравнения обратно пропорционально отношению соответствующих жесткостей было найдено значение приведенной переменной во времени (t) и влажности (w) сечения стержня, при которой возможен переход от пассивной бифуркации к активной. При этом возникает вероятность потери устойчивости рамы в целом.

С использованием этого критерия для рассматриваемой рамы было определено изменение формы потери устойчивости стоек при различных значениях параметра нагрузки $\alpha=0,5$; $\alpha=0,6$; $\alpha=0,7$; $\alpha=0,8$; $\alpha=0,9$ в режиме изменения жесткости стоек; $B_{red}(w, t)$ определялась по [1]. Результаты такого расчета представлены на рис. 3.

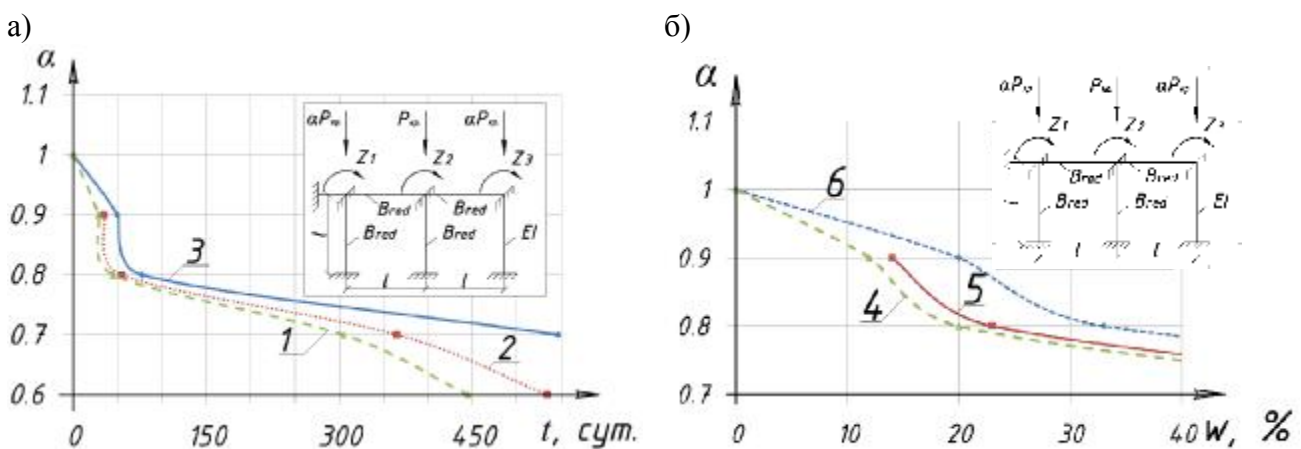


Рисунок 3 - Изменение формы потери устойчивости крайней левой стойки рамы при различных значениях параметра α во времени (а) в зависимости от влажности образца w ; и при изменении влажности (б) в зависимости от времени нагружения t : 1 - $w=12\%$; 2 - $w=20\%$; 3 - $w=30\%$; 4 - $t=0$ сут; 5 - $t=200$ сут; 6 - $t=2200$ сут

Из рисунков (см. рис. 3) видно, что режимное нагружение рамы во времени уменьшает величину критической силы, при которой происходит потеря устойчивости крайних стоек. Такое же влияние на изменение критической силы для крайних стоек оказывает и увеличение влажности древесины.

Сопоставляя графики « $\alpha - t$ » и « $\alpha - w$ » при влажности 12%, 20% и 30% (соответственно кривые 1, 2, 3) можно сделать вывод о том, что учет влажности древесины при расчетном обосновании результатов обследования эксплуатируемых объектов вносит существенные коррективы в оценку устойчивости стержневых элементов из древесины и конструктивных систем в целом.

Численными исследованиями устойчивости стесненной бифуркации элементов из древесины при силовом и средовом нагружении установлено существенное (до 20%) влияние на время t перехода от пассивной бифуркации к активной сжатых стержневых элементов конструктивных систем из древесины.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Травуш, В.И. Устойчивость сжатых стержней из древесины при одновременном проявлении силового и среднего воздействия [Текст] / В.И. Травуш, В.И. Колчунов, К.О. Дмитриева // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. №4. С. 50-54.
2. Травуш, В.И. Длительная прочность и устойчивость сжатых стержней из древесины [Текст] / В.И. Травуш, В.И. Колчунов, К.О. Дмитриева // Строительство и реконструкция. – 2015. - №5. - С. 40-46.
3. Гениев, Г.А. Вопросы длительной и динамической прочности анизотропных конструктивных материалов [Текст] / Г.А. Гениев, К.П. Пятикрестовский. – М.: ГУП ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2000. – 38 с.
4. Пятикрестовский, К.П. Экспериментальные исследования характера НДС фанерных обшивок в составе пространственных конструкций [Текст] / К.П. Пятикрестовский, В.И. Травуш // Строительство и реконструкция. – 2016. - №1(63). – С. 33-39.
5. Пятикрестовский, К.П. О программировании нелинейного метода расчета деревянных конструкций [Текст] / К.П. Пятикрестовский, В.И. Травуш // Academia. Архитектура и строительство. - 2015. - № 2. - С. 115-119.
6. Александров, А. В. О расчете стержневых конструкций на устойчивость [Текст] / А.В. Александров, В.И. Травуш, А.В. Матвеев // Промышленное и гражданское строительство. – 2002. - №3. – С.16-20.
7. Лабудин, Б.В. Совершенствование методов расчета геодезических куполов из клееной древесины [Текст] / Лабудин, Б.В. Губенко Л.А., Гурьев А.Ю. – Архангельск : Министерство образования и науки Российской Федерации, Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования "Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова", 2016. – 176 с.
8. Линьков, В.И. Моделирование работы деревянных балок составного сечения на податливых связях с применением теории составных стержней А.Р. Ржаницына [Текст] / В.И. Линьков. – Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. - №5. – С. 30-35.
9. Санжаровский, Р.С. Устойчивость сжатых деревянных конструкций с учетом мгновенной нелинейности и нелинейной ползучести [Текст] / Р.С. Санжаровский, А.С. Вареник, К.А. Вареник // Научное обозрение. – 2014. - №8(2). – С.572-575.
10. Санжаровский, Р.С. Нелинейная наследственная теория ползучести [Текст] / Р.С.Санжаровский // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений.- 2014.- №1.- С. 63-68.
11. Бондаренко, В.М. К расчету сооружений, меняющих расчетную схему вследствие коррозионных повреждений [Текст]/ В.М. Бондаренко, Н.В. Ключева// Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2008. -№1. – С.4-12.
12. Колчунов, В.И. К алгоритмизации задач расчета живучести железобетонных рам при потере устойчивости [Текст] / В.И. Колчунов, Н.О. Прасолов, Л.В. Кожаринова, О.А. Ветрова // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 6. – С. 28-35.
13. Иванов, Ю.М. Исследования физических свойств древесины (эластичность, воздухопроницаемость, давление набухания) [Текст] / Ю.М. Иванов, В.А. Баженов. - М.: Изд. Ак. наук СССР, 1959 - 75с.
14. Травуш, В.И. Исследование прочности и устойчивости сжатых стержней из древесины при силовом нагружении и переменной влажности [Текст] / В.И. Травуш, В.И. Колчунов, К.О. Дмитриева // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2016. - № 6 (363). - С. 159-164.
15. Kamke, F.A. Transverse compression behavior of wood in saturated steam at 150-170°C [Text] / F.A. Kamke, A. Kutnar // Wood and Fiber Science. – 2010. – Т. 42. – № 3. – pp. 377-387.

Дмитриева Ксения Олеговна

Юго-Западный государственный университет, г. Курск

Преподаватель каф. «Промышленное и гражданское строительство»

E-mail: dko1988@yandex.ru

K. DMITRIEVA

ISSUES OF SUSTAINABLE ROD ELEMENTS DESIGN SYSTEMS OF WOOD IN FORCE AND ENVIRONMENTAL LOADING

The results of the stability studies loaded rod structural systems made of wood, in a constrained bifurcation. A feature of these studies is that the analysis of the stability of the carrier elements is performed based on the rheological properties of wood, variable humidity and influence of neighboring elements of the whole structural system. Consideration of these factors have a significant influence on the buckling of structural components and the critical force.

Analytical dependence for determining the change in the form of loss of stability of the frame struts considered and made their analysis.

Keywords: *rod of wood, long-term strength, moisture resistance, critical force, structural system of wood, active and passive loss of stability.*

BIBLIOGRAPHY

1. Travush, V.I. Ustoychivost' szhatykh sterzhney iz drevesiny pri odnoremennom proyavlenii silo-vogo i sredovogo vozdeystviya [Tekst] / V.I. Travush, V.I. Kolchunov, K.O. Dmitriyeva // Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniy. 2016. №4. S. 50-54.
2. Travush, V.I. Dlitel'naya prochnost' i ustoychivost' szhatykh sterzhney iz drevesiny [Tekst] / V.I. Travush, V.I. Kolchunov, K.O. Dmitriyeva // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2015. - №5. - S. 40-46.
3. Geniyev, G.A. Voprosy dlitel'noy i dinamicheskoy prochnosti anizotropnykh konstruktivnykh materialov [Tekst] / G.A. Geniyev, K.P. Pyatikrestovskiy. – M.: GUP TSNIISK im. V.A. Kucherenko, 2000. – 38 s.
4. Pyatikrestovskiy, K.P. Eksperimental'nyye issledovaniya kharaktera NDS fanernykh obshivok v sostave prostranstvennykh konstruksiy [Tekst] / K.P. Pyatikrestovskiy, V.I. Travush // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2016. - №1(63). – S. 33-39.
5. Pyatikrestovskiy, K.P. O programmirovanii nelineynogo metoda rascheta derevyannykh konstruksiy [Tekst] / K.P. Pyatikrestovskiy, V.I. Travush // Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo. - 2015. - № 2. - S. 115-119.
6. Aleksandrov, A. V. O raschete sterzhnevnykh konstruksiy na ustoychivost' [Tekst] / A.V. Aleksandrov, V.I. Travush, A.V. Matveyev // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2002. - №3. – S.16-20.
7. Labudin, B.V. Sovershenstvovaniye metodov rascheta geodezicheskikh kupolov iz kleyenoy drevesiny [Tekst] / Labudin, B.V. Gubenko L.A., Gur'yev A.YU. – Arkhangel'sk : Ministerstvo obrazovaniya i nauki Rossiyskoy Federatsii, Federal'noye gosudarstvennoye avtonomnoye obrazovatel'noye uchrezhdeniye vysshogo obrazovaniya "Severnnyy (Arkticheskii) federal'nyy universitet imeni M.V. Lomonosova", 2016. – 176 c.
8. Lin'kov, V.I. Modelirovaniye raboty derevyannykh balok sostavnogo secheniya na podatlivykh svyazyakh s primeneniym teorii sostavnykh sterzhney A.R. Rzhantsyna [Tekst] / V.I. Lin'kov. – Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 2011. - №5. – S. 30-35.
9. Sanzharovskiy, R.S. Ustoychivost' szhatykh derevyannykh konstruksiy s uchetom mgnovennoy nelineynosti i nelineynoy polzuchesti [Tekst] / R.S. Sanzharovskiy, A.S. Varenik, K.A. Varenik // Nauchnoye obozreniye. – 2014. - №8(2). – S.572-575.
10. Sanzharovskiy, R.S. Nelineynaya nasledstvennaya teoriya polzuchesti [Tekst] / R.S.Sanzharovskiy // Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniy.- 2014.- №1.- S. 63-68.
11. Bondarenko, V.M. K raschetu sooruzheniy, menyayushchikh raschetnuyu skhemu vsledstviye korrozionnykh povrezhdeniy [Tekst] / V.M. Bondarenko, N.V. Klyuyeva // Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo. – 2008. -№1. – S.4-12.
12. Kolchunov, V.I. K algoritimizatsii zadach rascheta zhivuchesti zhelezobetonnykh ram pri potere ustoychivosti [Tekst] / V.I. Kolchunov, N.O. Prasolov, L.V. Kozharinova, O.A. Vetrova // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2012. – № 6. – C. 28-35.
13. Ivanov, YU.M. Issledovaniya fizicheskikh svoystv drevesiny (elastichnost', vozdukhopronitsaye-most', davleniye nabukhaniya) [Tekst] / YU.M. Ivanov, V.A. Bazhenov. - M.: Izd. Ak. nauk SSSR, 1959 - 75s.
14. Travush, V.I. Issledovaniye prochnosti i ustoychivosti szhatykh sterzhney iz drevesiny pri silo-vom nagruzhenii i peremennoy vlazhnosti [Tekst] / V.I. Travush, V.I. Kolchunov, K.O. Dmitriyeva // Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Tekhnologiya tekstil'noy promyshlennosti. – 2016. - № 6 (363). - S. 159-164.
15. Kamke, F.A. Transverse compression behavior of wood in saturated steam at 150-170°C [Text] / F.A. Kamke, A. Kutnar // Wood and Fiber Science. – 2010. – T. 42. – № 3. – pp. 377-387.

K. Dmitrieva

Southwestern State University, Kursk

Lecturer of "Industrial and civil construction"

E-mail: dko1988@yandex.ru

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДИКИ МИКФ ДЛЯ РАСЧЕТА ТРЕУГОЛЬНЫХ И ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНЫХ ПЛАСТИНОК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ШИРОКО ИЗВЕСТНЫХ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ

В статье исследуется возможность использования широко известных геометрических параметров упругих изотропных пластинок для решения задач технической теории пластинок с применением методики метода интерполяции по коэффициенту формы. Показано, что во многих случаях для четырехугольных и треугольных пластинок произвольного вида с однородными граничными условиями такие решения получаются проще, чем с использованием коэффициента формы пластинок. Приводятся примеры решения задач поперечного изгиба и их сопоставление с методом конечных элементов, полученных в программе SCAD.

Ключевые слова: поперечный изгиб, свободные колебания пластинок, коэффициент формы, общеизвестные геометрические параметры пластинок, методика метода интерполяции по коэффициенту формы.

Введение

Пластинки, как элементы несущих и ограждающих конструкций, находят широкое применение в строительстве и специальном машиностроении (судо-, авиа- и ракетостроении). В зданиях и сооружениях, машинах и механизмах они имеют самые разнообразные граничные условия (условия закрепления), воспринимают различные статические и динамические нагрузки и рассчитываются с соблюдением условий прочности, жесткости и устойчивости.

Точных решений задач поперечного изгиба и свободных колебаний пластинок в научной и справочной литературе известно весьма немного [1, 2]. Приводятся лишь решения для прямоугольных и круглых пластинок при простейших видах загрузки и опирания по контуру. В более сложных случаях используются приближенные методы, в основном численные. Однако решения задач теории пластинок с помощью численных методов обладают рядом недостатков, среди которых основным является сложность интерпретации, анализа и распространения полученного результата для отдельной пластинки на семейство пластинок определенной формы с определенными граничными условиями. Поэтому в строительной механике по-прежнему придаётся большое значение разработке, развитию и совершенствованию простых аналитических приближённых, методов решения задач теории пластинок.

Лишенными указанного недостатка являются геометрические методы, интенсивно развивающиеся в последние два десятилетия. С историей их развития, физической и геометрической сущностью можно познакомиться, например, в работах [3, 4]. Они широко используются в случаях, когда необходимо оперативно получить оценку искомой физической характеристики пластинки, или когда не требуется высокая точность расчёта, что особенно актуально на начальной стадии проектирования. Такие методы позволяют избежать решения сложных дифференциальных уравнений, не требуют мощных ЭВМ и позволяют, проводя только геометрические расчёты, находить интегральные физические характеристики пластинок в указанных задачах.

Среди геометрических методов следует выделить два: изопериметрический метод (ИЗПМ) теоретические основы которого изложены в работе [5] и метод интерполяции по коэффициенту формы (МИКФ), теоретические основы которого изложены в работе [4]. В первом из них строятся двусторонние изопериметрические неравенства, позволяющие с двух сторон оценить искомую интегральную физическую характеристику (ИФХ). Этот метод не обладает высокой точностью, поскольку во многих случаях дает довольно грубую оценку искомой ИФХ, однако он наглядно иллюстрирует место искомого решения среди множества форм пластинок.

Более совершенен метод интерполяции по коэффициенту формы, он позволяет для определенного вида пластинок, объединенных непрерывным или дискретным геометрическим преобразованием, строить приближенные аналитические зависимости, связывающие ИФХ с интегральной геометрической характеристикой – коэффициентом формы K_f . В этих методах в качестве геометрического аргумента используется интегральная характеристика формы плоской области – коэффициент формы K_f , который определяется с помощью контурного интеграла

$$K_{fa} = \oint_L \frac{ds}{h}, \quad (1)$$

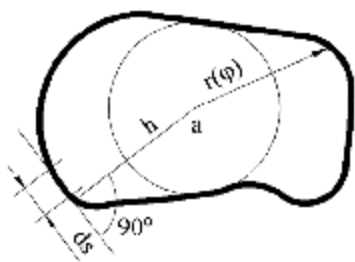


Рисунок 1

где ds – элементарный участок контура некоторой двумерной области, h – перпендикуляр, опущенный из произвольной точки, называемой полюсом, на участок контура ds (рис. 1). Как показано в монографиях [4, 5], эта геометрическая характеристика является геометрическим аналогом интегральных физических характеристик в двумерных задачах строительной механики, теории упругости и пластичности и широко используется при решении двумерных задач математической физики [3] и теории упругости [4]. В связи с этим многие сложные двумерные задачи теории упругости сводятся к решению элементарной геометрической задачи – анализу измене-

ния свойств коэффициента формы при различных геометрических преобразованиях заданной области.

В последние два десятилетия МИКФ получил широкое развитие в работах ученых и аспирантов Орловского государственного университета имени И.С. Тургенева [6 ... 26]. По этой проблеме опубликовано более сотни статей и защищено 10 кандидатских диссертаций.

Однако имеются недостатки и у этого метода. Коэффициент формы не является общеизвестной геометрической характеристикой, поэтому требует от новичка углубленного изучения его изопериметрических свойств и закономерностей. Для областей, не имеющих осей симметрии, или имеющих лишь одну ось симметрии, определение коэффициента формы является уже задачей достаточно трудоемкой.

Известна одна разновидность МИКФ – это метод интерполяции по отношению конформных радиусов (внутреннего к внешнему r/\bar{r}). С помощью этого метода искомые ФМХ определяются с большей точностью [25]. Однако определение этого отношения для широко распространенных односвязных областей – еще более сложная задача, чем определение коэффициента формы.

Вместе с тем имеется ряд общеизвестных геометрических характеристик, с помощью которых, используя их изопериметрические свойства и методику МИФ, можно решать большой класс задач, получая аналитические зависимости с ясно выраженным физическим смыслом.

В настоящей статье рассматривается геометрическая характеристика треугольных и четырехугольных областей, скомпонованная из общеизвестных геометрических параметров плоской области – площади A и периметра L : $2A/L^2$. Для конкретных треугольных и четырехугольных фигур указанная геометрическая характеристика может быть найдена с помощью простых математических формул.

Для прямоугольника:

$$k = ab^{-1}; \quad 0,5L^2 A^{-1} = 4 + 2(k + k^{-1}). \quad (2)$$

Для равнобедренного треугольника:

$$k = 2Ha^{-1}; \quad 0,5L^2 A^{-1} = 2k^{-1}(1 + \sqrt{k^2 + 1})^2. \quad (3)$$

Таблица 1 – Значения геометрических и физических характеристик для прямоугольных пластинок

$k=b/a$	1	0,8333	0,7142	0,625	0,5	0,4545	0,4167	0,3846	0,3333	0,2
$2A/L^2$	0,125	0,1239	0,1215	0,1183	0,1111	0,1074	0,1038	0,1003	0,0937	0,0694
$1000 k_{wз.}$	1,262	1,194	1,056	0,898	0,637	0,54	0,455	0,392	0,294	0,104
$1000 k_{wш.}$	4,06	3,917	3,597	3,242	2,532	2,248	1,978	1,745	1,372	0,519

Таблица 2 – Значения геометрических и физических характеристик для ромбических пластинок

α	20	30	40	50	60	70	80	90
$2A/L^2$	0,0428	0,0625	0,0803	0,0957	0,1082	0,1174	0,1231	0,125
$1000 k_{wз.}$	0,224	0,428	0,647	0,85	1,022	1,134	1,224	1,262
$1000 k_{wш.}$	0,923	1,64	2,253	2,93	3,41	3,74	3,99	4,06

Таблица 3 – Значения геометрических и физических характеристик для пластинок в виде равнобедренного треугольника

α	10	20	30	40	50	60
$2A/L^2$	0,0367	0,0620	0,0788	0,0892	0,0946	0,0962
$1000 k_{wз.}$	0,159	0,418	0,657	0,778	0,875	0,88
$1000 k_{wш.}$	0,719	1,622	2,299	2,745	2,998	3,086

Таблица 4 – Значения геометрических и физических характеристик для пластинок в виде прямоугольного треугольника

α	10	15	20	25	30	35	40	45
$2A/L^2$	0,0359	0,0528	0,0617	0,0710	0,077	0,0821	0,0849	0,0857
$1000 k_{wз.}$	0,164	0,297	0,421	0,536	0,62	0,684	0,726	0,738
$1000 k_{wш.}$	0,719	1,157	1,598	1,960	2,251	2,46	2,584	2,628

Таблица 5 – Значения геометрических и физических характеристик для пластинок в виде произвольного треугольника

$\alpha; \beta$	10; 50	15; 45	20; 50	20; 60	30; 45	30; 70	40; 60	45; 60
$2A/L^2$	0,0346	0,0467	0,0579	0,0605	0,0721	0,0782	0,0881	0,0915
$1000 k_{wз.}$	0,155	0,267	0,393	0,412	0,564	0,641	0,771	0,83
$1000 k_{wш.}$	0,682	1,084	1,491	1,57	2,053	2,342	2,741	2,922

На рисунке 2 для четырехугольных и треугольных пластинок с шарнирно опертым и жестко защемленным контуром построены зависимости $K_w - 2A/L^2$, где K_w – коэффициент пропорциональности в общем выражении для максимального прогиба пластинки w_0 , нагруженных равномерно распределенной нагрузкой q :

$$w_0 = K_w \frac{qA^2}{D}, \tag{4}$$

где D – цилиндрическая жесткость пластинки. Необходимые данные по значениям параметра k_w взяты из работ [25].

Из представленных графиков на основе изопериметрических свойств используемых геометрических характеристик видно, что все множество решений для треугольных и четырехугольных пластинок ограничено с двух сторон решениями для пластинок в виде прямо-

угольника и равнобедренного треугольника. Следовательно, для оценки жесткости пластинок можно применить метод интерполяции по данному геометрическому аргументу, аналогичный МИКФ.

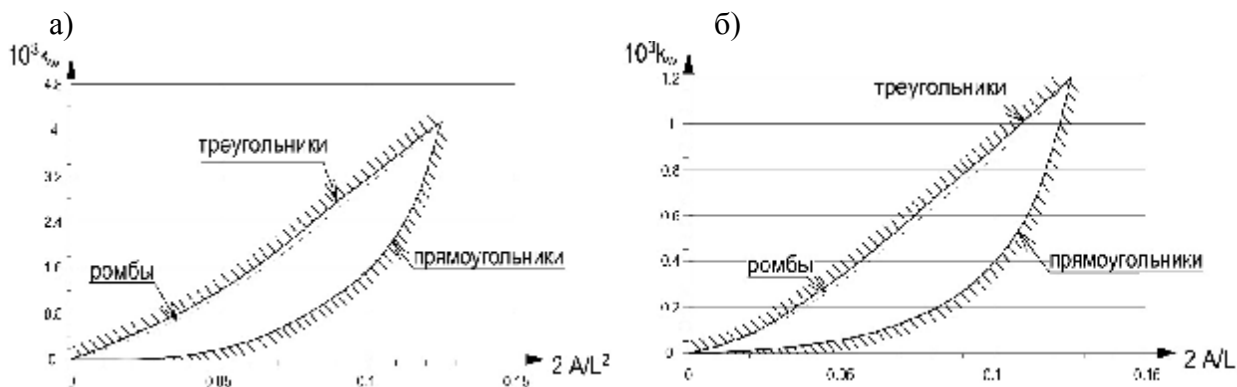


Рисунок 2 – Кривые $K_w - 2\dot{A}/L^2$: а) шарнирное опирание; б) жесткое защемление

Сущность данного метода заключается в том, что требуется определить максимальный прогиб пластинки с выпуклым опорным контуром при поперечном изгибе от действия равномерно распределенной нагрузки. Если удастся подобрать такое геометрическое преобразование ее формы, при котором получатся хотя бы две пластинки («опорные» пластинки), решения для которых известны («опорные» решения), либо их можно получить каким-либо другим методом, то искомое решение может быть найдено путем интерполяции «опорных» решений по параметру $2A/L^2$.

При выборе геометрических преобразований следует стремиться к тому, чтобы «опорные» решения в координатных осях «максимальный прогиб – $2A/L^2$ » отстояли друг от друга на небольшом расстоянии с целью получения искомых решений с большей точностью.

Также при геометрических преобразованиях «опорных» решений, реализующих данный подход, следует помнить, что значение параметра $2A/L^2$ для заданной пластинки должно находиться между значениями параметра $2A/L^2$ для «опорных» пластинок.

При линейной интерполяции коэффициент пропорциональности k_w в (4) находится из выражения

$$k_w = k_{w1} - \frac{2\dot{A}/L^2 - (2\dot{A}/L^2)_1}{(2\dot{A}/L^2)_2 - (2\dot{A}/L^2)_1} (k_{w1} - k_{w2}), \quad (5)$$

где $2A/L^2$ – значение параметра для заданной пластинки; $2A/L_1^2$ и $2A/L_2^2$ – значение параметра для «опорных» пластинок; k_{w1} и k_{w2} – коэффициенты пропорциональности в формуле (4) для «опорных» пластинок.

При степенной интерполяции

$$k_w = k_{w1} \left(\frac{2\dot{A}/L^2}{(2\dot{A}/L^2)_1} \right)^n, \quad \text{где} \quad n = \frac{\ln(k_{w2}/k_{w1})}{\ln((2\dot{A}/L^2)_2/(2\dot{A}/L^2)_1)}. \quad (6)$$

Графически оба приёма интерпретации «опорных» представлены на рисунке 3.

На рисунке точкам 1 и 2 соответствуют «опорные» решения, кривая I отображает действительные значения максимального прогиба, а кривая II – приближенные, полученные по формулам (5) и (6).

Рассмотрим ряд примеров для определения максимального прогиба пластинки.

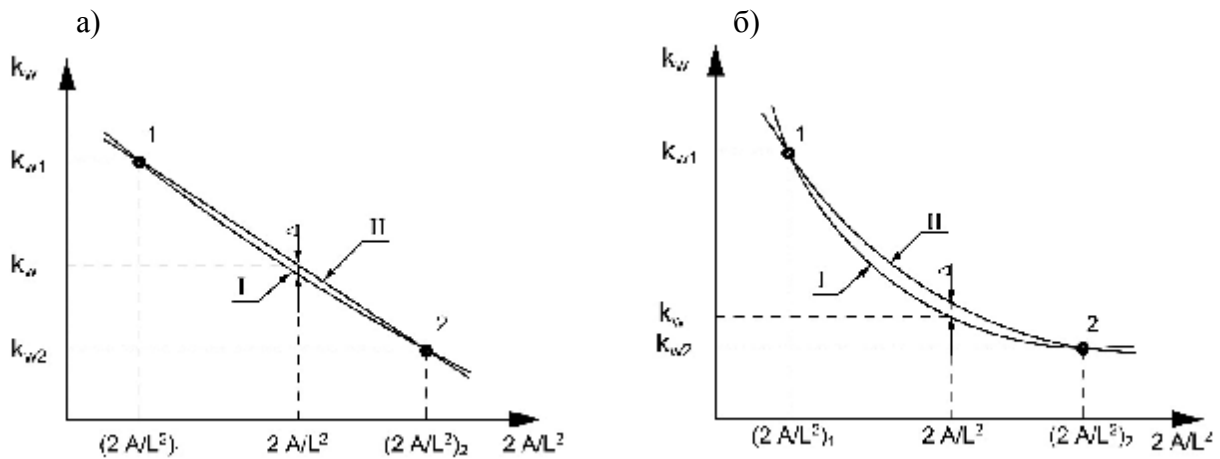


Рисунок 3 – Графики интерполяционных функций «опорных» решений по параметру $2A/L^2$:
 а) линейная интерполяция; б) степенная интерполяция

Пример 1. Требуется определить максимальный прогиб жестко защемленной параллелограммной пластинки от действия равномерно распределенной по всей площади нагрузки при следующих исходных данных: основание $a = 1$ м, высота $h = 0,5$ м, угол $\alpha = 60^\circ$, толщина пластинки $t = 5$ мм. Материал пластинки – сталь: модуль упругости $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$. Интенсивность нагрузки $q = 15$ кН/м².

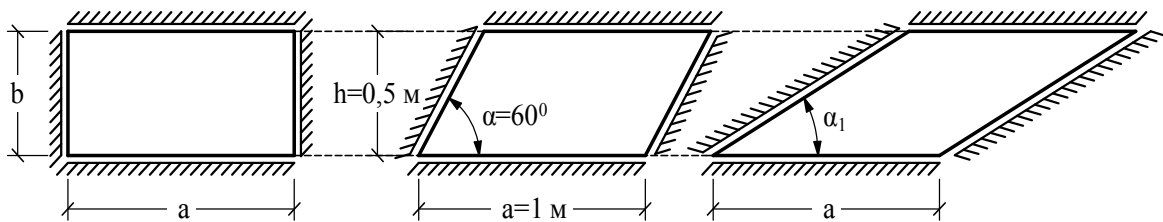


Рисунок 3 – К примеру 1

Определяем угол ромбической пластинки $\alpha_1 = 30^\circ$ и отношение сторон прямоугольной пластинки $a/b = 2$. Для заданной пластинки $2A/L^2 = 0,1004$; для «опорных» пластинок $(2A/L^2)_1 = 0,1111$ по таблице 1 и $(2A/L^2)_2 = 0,0625$ по таблице 2; «опорные» решения: $k_{w1} = 0,637$ и $k_{w2} = 0,428$.

Определяем искомое решение при линейной интерполяции:

$$k_w = k_{w1} + \frac{2A/L^2 - (2A/L^2)_1}{(2A/L^2)_2 - (2A/L^2)_1} (k_{w2} - k_{w1}) =$$

$$= 0,637 + \frac{0,1004 - 0,1111}{0,0625 - 0,1111} \cdot (0,428 - 0,637) = 0,591;$$

– при степенной интерполяции

$$k_w = k_{w1} \left(\frac{2A/L^2}{(2A/L^2)_1} \right)^n = 0,637 \left(\frac{0,1004}{0,1111} \right)^{0,69125} = 0,5939,$$

где $n = \frac{\ln(k_{w2}/k_{w1})}{\ln((2A/L^2)_2/(2A/L^2)_1)} = \frac{\ln(0,428/0,637)}{\ln(0,0625/0,1111)} = 0,69125.$

Определяем площадь заданной пластинки – $A = 0,5 \text{ м}^2$ и ее цилиндрическую жесткость:

$$D = \frac{Et}{12(1-\nu^2)} = \frac{2,06 \cdot 10^{11} \cdot 0,005^3}{12(1-0,3^2)} = 2358,1 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Определяем абсолютное значение максимального прогиба при линейной интерполяции:

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D} = 0,591 \cdot \frac{15 \cdot 10^3 \cdot 0,5^2}{2358,1} = 0,9398 \text{ мм},$$

что отличается от полученного результата с помощью МКЭ ($w_0 = 0,981 \text{ мм}$) на 4,2%;
– при степенной интерполяции

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D} = 0,5939 \cdot \frac{15 \cdot 10^3 \cdot 0,5^2}{2358,1} = 0,9443 \text{ мм},$$

что отличается от результата, полученного с помощью МКЭ, $w_0 = 0,981 \text{ мм}$ на 3,74%.

Пример 2. Требуется определить максимальный прогиб шарнирно опертой параллелограммной пластинки от действия равномерно распределенной по всей площади нагрузки при следующих исходных данных: основание $a = 1 \text{ м}$, высота $h = 0,65 \text{ м}$, угол $\alpha = 70^\circ$, толщина пластинки $t = 15 \text{ мм}$. Материал пластинки – латунь корабельная: модуль упругости $E = 0,98 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,36$. Интенсивность нагрузки $q = 65 \text{ кН/м}^2$.

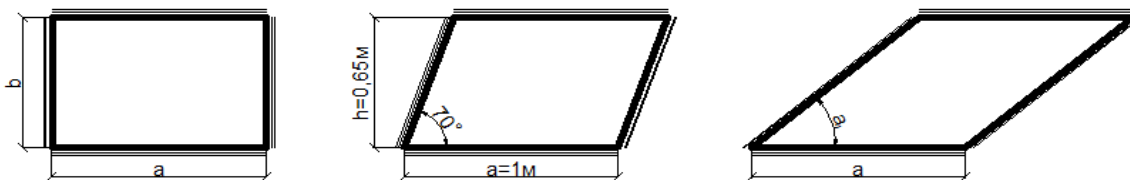


Рисунок 3 – К примеру 2

Определяем угол ромбической пластинки $\alpha_1 = 40,54^\circ$ и отношение сторон прямоугольной пластинки $a/b = 1,5385$. Для заданной пластинки $2A/L^2 = 0,1134$; для «опорных» пластинок $(2A/L^2)_1 = 0,1193$ по таблице 1 и $(2A/L^2)_2 = 0,0812$ по таблице 2; «опорные» решения: $k_{w1} = 3,3512$ и $k_{w2} = 2,297$.

Определяем искомое решение при линейной интерполяции:

$$k_w = k_{w1} + \frac{2A/L^2 - (2A/L^2)_1}{(2A/L^2)_2 - (2A/L^2)_1} (k_{w2} - k_{w1}) =$$

$$= 3,3512 + \frac{0,1134 - 0,1193}{0,0812 - 0,1193} \cdot (2,297 - 3,3512) = 3,188;$$

– при степенной интерполяции:

$$k_w = k_{w1} \left(\frac{2A/L^2}{(2A/L^2)_1} \right)^n = 3,3512 \left(\frac{0,1134}{0,1193} \right)^{0,9818} = 3,1884,$$

$$\text{где } n = \frac{\ln(k_{w2}/k_{w1})}{\ln((2A/L^2)_2/(2A/L^2)_1)} = \frac{\ln(2,297/3,3512)}{\ln(0,0812/0,1193)} = 0,9818.$$

Определяем площадь заданной пластинки – $A = 0,65 \text{ м}^2$ и ее цилиндрическую жесткость:

$$D = \frac{Et}{12(1-\nu^2)} = \frac{0,98 \cdot 10^{11} \cdot 0,015^3}{12(1-0,36^2)} = 31666 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Определяем абсолютное значение максимального прогиба при линейной интерполяции:

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D} = 3,188 \cdot \frac{65 \cdot 10^3 \cdot 0,65^2}{31666} = 2,7648 \text{ мм},$$

что отличается от полученного результата с помощью МКЭ ($w_0 = 2,821$ мм) на 1,99%;

– в случае степенной интерполяции:

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D} = 3,184 \cdot \frac{65 \cdot 10^3 \cdot 0,65^2}{31666} = 2,7652 \text{ мм},$$

что отличается от результата, полученного с помощью МКЭ, ($w_0 = 2,821$ мм) на 1,98%.

Пример 3. Требуется определить максимальный прогиб шарнирно опертой треугольной пластинки от действия равномерно распределенной по всей площади нагрузки при следующих исходных данных: основание $a = 1$ м, углы при основании $\alpha = 30^\circ$ и $\beta = 45^\circ$, толщина пластинки $t = 5$ мм. Материал пластинки – сталь: модуль упругости $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$. Интенсивность нагрузки $q = 60$ кН/м².

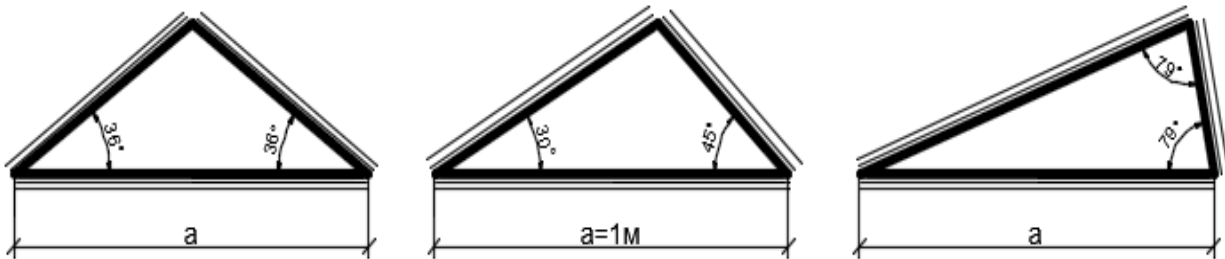


Рисунок 4 – К примеру 3

Определяем углы равнобедренных треугольников. Для заданной пластинки $2A/L^2 = 0,0721$ по таблице 5; для «опорных» пластинок $(2A/L^2)_1 = 0,085$ по таблице 3 и $(2A/L^2)_2 = 0,0648$ по таблице 3; «опорные» решения: $k_{w1} = 2,062$ и $k_{w2} = 1,775$.

Определяем искомое решение при линейной интерполяции:

$$k_w = k_{w1} + \frac{2\dot{A}/L^2 - (2\dot{A}/L^2)_1}{(2\dot{A}/L^2)_2 - (2\dot{A}/L^2)_1} (k_{w2} - k_{w1}) =$$

$$= 2,062 + \frac{0,0721 - 0,085}{0,0648 - 0,0085} \cdot (1,775 - 2,062) = 2,128;$$

– при степенной интерполяции:

$$k_w = k_{w1} \left(\frac{2\dot{A}/L^2}{(2\dot{A}/L^2)_1} \right)^n = 2,062 \left(\frac{0,0721}{0,085} \right)^{0,5523} = 1,883,$$

$$\text{где } n = \frac{\ln(k_{w2}/k_{w1})}{\ln((2\dot{A}/L^2)_2 / (2\dot{A}/L^2)_1)} = \frac{\ln(1,775/2,062)}{\ln(0,0648/0,085)} = 0,5523.$$

Определяем площадь заданной пластинки – $A = 0,183\text{ м}^2$ и ее цилиндрическую жесткость:

$$D = \frac{Et}{12(1-\nu^2)} = \frac{2,06 \cdot 10^{11} \cdot 0,005^3}{12(1-0,3^2)} = 2358,1 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Определяем абсолютное значение максимального прогиба при линейной интерполяции

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D} = 2,128 \cdot \frac{60 \cdot 10^3 \cdot 0,183^2}{2358,1} = 1,81 \text{ мм},$$

что отличается от полученного результата с помощью МКЭ ($w_0 = 1,72$ мм) на 5,4%;

– при степенной интерполяции:

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D} = 1,883 \cdot \frac{60 \cdot 10^3 \cdot 0,183^2}{2358,1} = 1,60 \text{ мм},$$

что отличается от результата, полученного с помощью МКЭ, ($w_0 = 1,72$ мм) на 6,7%.

Пример 4. Требуется определить максимальный прогиб жестко заземленной треугольной пластинки от действия равномерно распределенной по всей площади нагрузки при следующих исходных данных: основание $a = 1$ м, углы при основании $\alpha = 40^\circ$ и $\beta = 60^\circ$, толщина пластинки $t = 10$ мм. Материал пластинки – алюминий: модуль упругости $E = 0,69 \cdot 10^5$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,33$. Интенсивность нагрузки $q = 100$ кН/м².

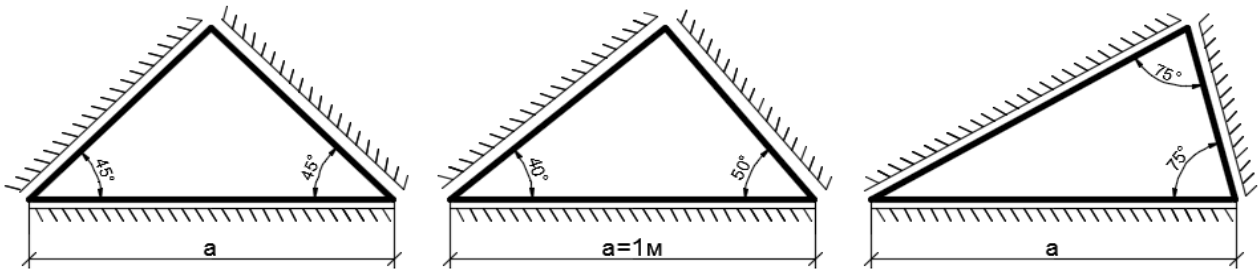


Рисунок 5 – К примеру 4

Определяем углы равнобедренных треугольников. Для заданной пластинки $2A/L^2 = 0,0881$ по таблице 5; для «опорных» пластинок $(2A/L^2)_1 = 0,0919$ по таблице 3 и $(2A/L^2)_2 = 0,0784$ по таблице 3; «опорные» решения: $k_{w1} = 0,743$ и $k_{w2} = 0,644$.

Определяем искомое решение при линейной интерполяции

$$k_w = k_{w1} + \frac{2A/L^2 - (2A/L^2)_1}{(2A/L^2)_2 - (2A/L^2)_1} (k_{w2} - k_{w1}) =$$

$$= 0,743 + \frac{0,0881 - 0,0919}{0,0784 - 0,0919} \cdot (0,644 - 0,743) = 0,715;$$

– при степенной интерполяции:

$$k_w = k_{w1} \left(\frac{2A/L^2}{(2A/L^2)_1} \right)^n = 0,743 \left(\frac{0,0881}{0,0919} \right)^{0,9} = 0,715,$$

$$\text{где } n = \frac{\ln(k_{w2}/k_{w1})}{\ln((2A/L^2)_2/(2A/L^2)_1)} = \frac{\ln(0,644/0,743)}{\ln(0,0784/0,0919)} = 0,9.$$

Определяем площадь заданной пластинки – $A = 0,2826$ м² и ее цилиндрическую жесткость:

$$D = \frac{Et}{12(1-\nu^2)} = \frac{0,69 \cdot 10^{11} \cdot 0,01^3}{12(1-0,33^2)} = 6452,7 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Определяем абсолютное значение максимального прогиба при линейной и степенной интерполяции

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D} = 0,715 \cdot \frac{100 \cdot 10^3 \cdot 0,2826^2}{6452,7} = 0,885 \text{ мм},$$

что отличается от полученного результата с помощью МКЭ ($w_0 = 0,919$ мм) на 3,7%;

Выводы. Тестовые расчеты для четырехугольных и треугольных пластинок показывают, что использование метода интерполяции по $2A/L^2$ дает вполне приемлемую точность решений для инженерных расчетов (менее 5%).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности [Текст] / А.В. Александров, В.Д. Потапов. – М.: «Высшая школа», 1990. – 400 с.
2. Прочность, устойчивость, колебания: Справочник в трех томах [Текст] / Под общей редакцией И.А. Биргера и Я.Г. Пановко. – Т. 1. – М.: Изд-во «Машиностроение», 1968, - 832 с.
3. Полия, Г. Изопериметрические неравенства в математической физике [Текст] / Г. Полия, Г. Сёге. М.: Гомсмагиздат, 1962. – 336 с.
4. Коробко, А.В. Геометрическое моделирование формой области в двумерных задачах теории упругости [Текст] / А.В. Коробко. – М.: изд-во АСВ, 1999. – 302 с.
5. Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода [Текст] / В.И. Коробко. – М.: изд-во АСВ, 1997. – 390 с.
6. Муромский, А.С. Развитие и применение метода интерполяции по коэффициенту формы к решению задач колебаний пластинок [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Муромский Александр Сергеевич. – Орел, 2001. – 160 с.
7. Муромский, А.С. Расчет треугольных пластинок с использованием аффинных преобразований [Текст] / А.С. Муромский, А.В. Коробко // Труды 55-й Международной научно-технической конференции молодых ученых (доктантов, аспирантов и студентов) «Актуальные проблемы современного строительства» (Санкт Петербург, 2001).
8. Киржаев, Ю.В. Развитие и применение метода интерполяции по коэффициенту формы к решению задач предельного равновесия пластинок [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Киржаев Юрий Викторович. – Орел, 2005. – 144 с.
9. Киржаев, Ю.В. Расчет шестиугольных пластинок методом предельного равновесия [Текст] / Ю.В. Киржаев, В.И. Коробко // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство, транспорт». – 2004. - № 1-2. – С. 22-25.
10. Гефель, В.В. Развитие и применение МИКФ к решению задач технической теории пластинок, связанных с треугольной областью [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Гефель Владислав Владимирович. – Орел, 2006. – 183 с.
11. Гефель, В.В. Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний треугольных пластинок [Текст] / Гефель, В.В., А.В. Коробко // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство». – 2006. - № 1-2. – С. 24-27.
12. Чикулаев, А.В. Решение задач устойчивости оболочек с помощью метода интерполяции по коэффициенту формы [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Чикулаев Алексей Витальевич. – Орел, 2009. – 160 с.
13. Чикулаев, А.В. Решение задач устойчивости сферической оболочки [Текст] / А.В. Чикулаев, А.В. Коробко // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – 2007. - № 4. – С. 44-47.
14. Сенин, М.А. Определение динамических характеристик пластинок с комбинированными граничными условиями с помощью метода интерполяции по коэффициенту формы [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Сенин Максим Андреевич. – Орел, 2009. – 210 с.
15. Сенин, М.А. Взаимосвязь задач поперечного изгиба и свободных колебаний ромбических пластинок с помощью МИКФ [Текст] / М.А. Сенин, А.В. Коробко // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – 2008. - № 3. – С. 6-7.
16. Сенин, М.А. Определение высших форм колебаний пластинок с помощью МИКФ [Текст] / М.А. Сенин, А.В. Коробко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. - № 6. – С. 31-32.
17. Фетисова, М.А. Развитие и применение метода интерполяции по коэффициенту формы к решению задач поперечного изгиба пластинок с комбинированными граничными условиями [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Фетисова Мария Александровна. – Орел, 2010. – 143 с.
18. Фетисова, М.А. Определение максимального прогиба трапециевидных пластинок с комбинированными граничными условиями [Текст] / М.А. Фетисова, Н.Г. Калашникова // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – 2009. - № 1. – С. 65-67.
19. Морозов, С.А. Развитие кинематического метода предельного равновесия для расчета пластинок и балок постоянной и переменной жесткости [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Морозов Станислав Александрович. – Орел, 2011. – 274 с.
20. Морозов, С.А. Краткий аналитический обзор работ по проблеме расчета строительных конструкций (балок, пластинок и оболочек) методом предельного равновесия [Текст] / С.А. Морозов, В.И. Коробко // Строительство и реконструкция. – 2009. - № 6. – С. 21-35.
21. Морозов, С.А. Расчет пластинок методом предельного равновесия [Текст] / С.А. Морозов, В.И. Коробко, А.В. Коробко, М.Ю. Прокуров. – Орел: Изд-во «Типография «Труд». – 2012. – 354 с.
22. Савин, С.Ю. Развитие и применение метода интерполяции по коэффициенту формы к решению задач поперечного изгиба пластинок [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Савин Сергей Юрьевич. – Орел, 2013. – 204 с.
23. Савин, С.Ю. Расчет ортотропных пластин в виде правильных многоугольников с однородными граничными условиями [Текст] / С.Ю. Савин, В.И. Коробко // Строительство и реконструкция. – 2011. - № 1. – С. 3-11.

24. Савин, С.Ю. Изгиб ортотропных пластинок в виде параллелограмма с однородными и комбинированными граничными условиями [Текст] / Савин, С.Ю., В.И. Коробко, // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. - № 2. – С. 18-23.

25. Черняев, А.А. Развитие метода интерполяции по отношению конформных радиусов для решения задач поперечного изгиба пластинок [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17 / Черняев Андрей Александрович. – Орел, 2013. – 211 с.

26. Коробко, А.В. Определение максимального прогиба ромбических пластинок с комбинированными граничными условиями с использованием отношения конформных радиусов [Текст] / А.В. Коробко, А.А. Черняев // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2011. – №4. – С. 21-25.

Коробко Андрей Викторович

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел
доктор технических наук, профессор, декан факультета новых технологий
Тел.: +7 (4862) 43-58-94
E-mail: ankor.66@mail.ru

Черняев Андрей Александрович

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел
кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительство автомобильных дорог»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: chernyev87@yandex.ru

Шляхов Станислав Владимирович

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орел
Аспирант кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: shlyakhov.stas@mail.ru

A. KOROBKO, A. CHERNYAEV, S. SHLYAKHOV

**APPLICATION PROCEDURE FOR CALCULATION OF TRIANGULAR
FFIT AND QUADRANGULAR PLATES WITH USING THE BROADLY
KNOWN GEOMETRICAL PARAMETERS**

The article explores the possibility of using a widely known geometric parameters of an elastic isotropic plates for solving problems of technical theory of plates with application of the the form factor interpolation technique. It is shown that in many cases for quadrilateral and triangular plates with arbitrary homogeneous boundary conditions, these solutions turn out easier than using the ratio form of plates. Examples of solving problems lateral bending, and comparison with the finite element method received SCAD.

Keywords: *transverse bending, free vibrations of plates, the shape factor, well-known geometric parameters of the plates, the form factor interpolation technique (FFIT).*

BIBLIOGRAPHY

1. Aleksandrov, A.V. Osnovy teorii uprugosti i plastichnosti [Tekst] / A.V. Aleksandrov, V.D. Potapov. – М.: «Vysshaya shkola», 1990. – 400 s.
2. Prochnost', ustojchivost', kolebaniya: Spravochnik v trekh tomah [Tekst] / Pod obshchej redakciej I.A. Birgera i YA.G. Panovko. – Т. 1. – М.: Izd-vo «Mashinostroenie, 1968, - 832 s.
3. Polia, G. Izoperimetricheskie neravenstva v matematicheskoj fizike [Tekst] / G. Polia, G. Syoge. М.: Gomsmatizdat, 1962. – 336 s.
4. Korobko, A.V. Geometricheskoe modelirovanie formoj oblasti v dvumernyh zadachah teorii uprugosti [Tekst] / A.V. Korobko. – М.: izd-vo ASV, 1999. – 302 s.
5. Korobko, V.I. Izoperimetricheskij metod v stroitel'noj mekhanike: Teoreticheskie osnovy izoperimetricheskogo metoda [Tekst] / V.I. Korobko. – М.: izd-vo ASV, 1997. – 390 s.
6. Muromskij, A.S. Razvitie i primenenie metoda interpoljaciej po koehfficientu formy k resheniyu zadach kolebanij plastinok [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01 / Muromskij Aleksandr Sergeevich. – Орел, 2001. – 160 s.
7. Muromskij, A.S. Raschet treugol'nyh plastinok s ispol'zovaniem affinnyh preobrazovanij [Tekst] / A.S. Muromskij, A.V. Korobko // Trudy 55-j Mezhdunarodnoj nauchno-tekhnicheskoj konferencii molodyh uchenyh (doktrantov, aspirantov i studentov) «Aktual'nye problemy sovremennoogo stroitel'stva» (Sankt Peterburg, 2001).

8. Kirzhaev, YU.V. Razvitie i primeneniye metoda interpolyacii po koehfficientu formy k resheniyu zadach predel'nogo ravnovesiya plastinok [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.17 / Kirzhaev YUrij Viktorovich. – Orel, 2005. – 144 s.
9. Kirzhaev, YU.V. Raschet shestiyugol'nyh plastinok metodom predel'nogo ravnovesiya [Tekst] / YU.V. Kirzhaev, V.I. Korobo // Izvestiya OrelGTU. Seriya «Stroitel'stvo, transport». – 2004. - № 1-2. – S. 22-25.
10. Gefel', V.V. Razvitie i primeneniye MIKF k resheniyu zadach tekhnicheskoy teorii plastinok, svyazannyh s treugol'noj oblast'yu [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.17 / Gefel' Vladislav Vladimirovich. – Orel, 2006. – 183 s.
11. Gefel', V.V. Vzaimosvyaz' zadach poperechnogo izgiba i svobodnyh kolebanij treugol'nyh plastinok [Tekst] / Gefel', V.V., A.V. Korobo // Izvestiya OrelGTU. Seriya «Stroitel'stvo». – 2006. - № 1-2. – S. 24-27.
12. CHikulaev, A.V. Reshenie zadach ustojchivosti obolochek s pomoshch'yu metoda interpolyacii po koehfficientu formy [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.17 / CHikulaev Aleksej Vital'evich. – Orel, 2009. – 160 s.
13. CHikulaev, A.V. Reshenie zadach ustojchivosti sfericheskoy obolochki [Tekst] / A.V. CHikulaev, A.V. Korobo // Izvestiya OrelGTU. Seriya «Stroitel'stvo, Transport». – 2007. - № 4. – S. 44-47.
14. Senin, M.A. Opredelenie dinamicheskikh harakteristik plastinok s kombinirovannymi granichnymi usloviyami s pomoshch'yu metoda interpolyacii po koehfficientu formy [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.17 / Snenin Maksim Andreevich. – Orel, 2009. – 210 s.
15. Senin, M.A. Vzaimosvyaz' zadach poperechnogo izgiba i svobodnyh kolebanij rombicheskikh plastinok s pomoshch'yu MIKF [Tekst] / M.A. Senin, A.V. Korobko // Izvestiya OrelGTU. Seriya «Stroitel'stvo, Transport». – 2008. - № 3. – S. 6-7.
16. Senin, M.A. Opredelenie vysshih form kolebanij plastinok s pomoshch'yu MIKF [Tekst] / M.A. Senin, A.V. Korobko // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij. – 2008. - № 6. – S. 31-32.
17. Fetisova, M.A. Razvitie i primeneniye metoda interpolyacii po koehfficientu formy k resheniyu zadach poperechnogo izgiba plastinok s kombinirovannymi granichnymi usloviyami [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.17 / Fetisova Mariya Aleksandrovna. – Orel, 2010. – 143 s.
18. Fetisova, M.A. Opredelenie maksimal'nogo progiba trapecevidnyh plastinok s kombinirovannymi granichnymi usloviyami [Tekst] / M.A. Fetisova, N.G. Kalashnikova // Izvestiya OrelGTU. Seriya «Stroitel'stvo, Transport». – 2009. - № 1. – S. 65-67.
19. Morozov, S.A. Razvitie kinematcheskogo metoda predel'nogo ravnovesiya dlya rascheta plastinok i balok postoyannoj i peremennoj zhestkosti [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.17 / Morozov Stanislav Aleksandrovich. – Orel, 2011. – 274 s.
20. Morozov, S.A. Kratkij analiticheskij obzor rabot po probleme rascheta stroitel'nyh konstrukcij (balok, plastinok i obolochek) metodom predel'nogo ravnovesiya [Tekst] / S.A. Morozov, V.I. Korobko // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. – 2009. - № 6. – S. 21-35.
21. Morozov, S.A. Raschet plastinok metodom predel'nogo ravnovesiya [Tekst] / S.A. Morozov, V.I. Korobko, A.V. Korobko, M.YU. Prokurov. – Orel: Izd-vo «Tipografiya «Trud». – 2012. – 354 s.
22. Savin, S.YU. Razvitie i primeneniye metoda interpolyacii po koehfficientu formy k resheniyu zadach poperechnogo izgiba plastinok [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.17 / Savin Sergej YUr'evich. – Orel, 2013. – 204 s.
23. Savin, S.YU. Raschet ortotropnyh plastin v vide pravil'nyh mnogougol'nikov s odnorodnymi granichnymi usloviyami [Tekst] / S.YU. Savin, V.I. Korobko // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. – 2011. - № 1. – S. 3-11.
24. Savin, S.YU. Izgib ortotropnyh plastinok v vide parallelogramma s odnorodnymi i kombinirovannymi granichnymi usloviyami [Tekst] / Savin, S.YU., V.I. Korobko, // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij. – 2012. - № 2. – S. 18-23.
25. Chernyaev, A.A. Razvitie metoda interpolyacii po otnosheniyu konformnyh radiusov dlya resheniya zadach poperechnogo izgiba plastinok [Tekst]: dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.17 / CHernyaev Andrej Aleksandrovich. – Orel, 2013. – 211 s.
26. Korobko, A.V. Opredeleniye maksimal'nogo progiba rombicheskikh plastinok s kombinirovannymi granichnymi usloviyami s ispol'zovaniyem otnosheniya konformnykh radiusov [Tekst] / A.V. Korobko, A.A. Chernyaev // Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzhenij. – 2011. – №4. – S. 21-25.

A. Korobko

Orel State university, Orel

Doctor of technical sciences, professor, Dean of the Faculty of new technologies

Ph.: +7 (4862) 43-58-94

E-mail: ankor.66@mail.ru

A. Chernyaev

Orel State university, Orel

Candidate of technical sciences, associate professor of the department «Building highway»

Ph.: +7 (4832) 64-59-15

E-mail: chernyev87@yandex.ru

S. Shlyakhov

Orel State university, Orel

graduate student of the department «Building designs and materials»

Ph.: +7 (4862) 73-43-49

E-mail: shlyakhov.stas@mail.ru

КУЗНЕЦОВ В.С., РОДИНА А.Ю., ШАПОШНИКОВА Ю.А.

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПРОГИБОВ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ В СТАДИИ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ

В статье рассматриваются теоретическое решение определения прогибов монолитной плиты безбалочного безкапитального перекрытия в стадии предельного равновесия. Перекрытие со смешанным диагональным армированием, где в качестве преднапрягаемой используется высокопрочная арматура в гибкой оболочке типа «Моностренд». Выведена формула зависимости предельных прогибов от величины ячейки, класса арматуры и толщины плиты. Представлены графики зависимости величин предельных прогибов от различной толщины плиты перекрытия при арматуре А500, для трех ячеек с пролетами 6, 7 и 9 м.

Ключевые слова: монолитная плита; предельное равновесие; прогибы; высокопрочная арматура.

Излагается, разработанное авторами, теоретическое решение определения прогибов монолитной плиты безбалочного перекрытия в стадии предельного равновесия.

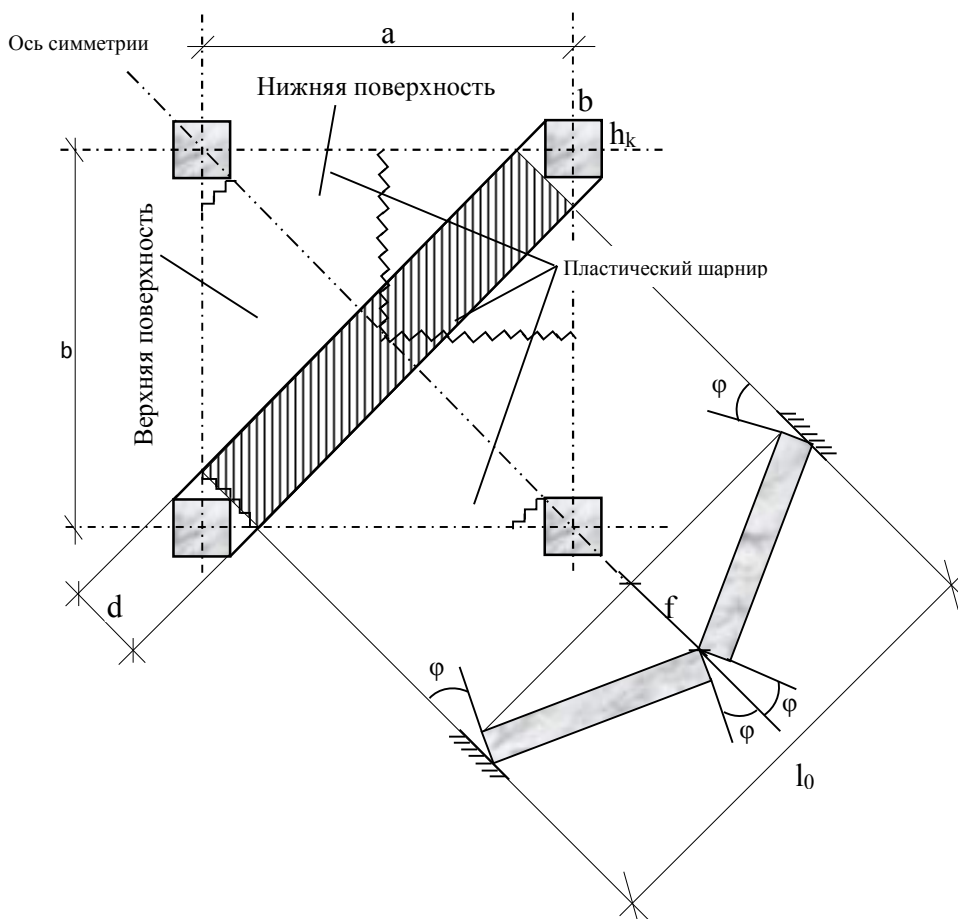


Рисунок 1 – Схема плиты перекрытия в стадии предельного равновесия

Знание величин прогибов безбалочных перекрытий в стадии предельного равновесия необходимо при проведении расчетов прочности перекрытий при одновременном использо-

вании обычной и высокопрочной арматуры с целью недопущения перетяжки арматуры и максимального использования ее прочностных характеристик [5, 6, 7].

Особенное значение приобретает назначение уровней предварительного натяжения в случае использования высокопрочной арматуры, типа «моностренд», без сцепления с бетоном, так как повреждение или разрыв одной проволоки каната не локализуется в бетоне, а приводит к перенапряжению в остальных проволоках, скачкообразному увеличению прогибов, чрезмерному раскрытию трещин и разрушению перекрытия.

Традиционная схема распределения напряжений, основанная на совместности деформаций бетона и арматуры, в данном случае, не работает, так как сцепление между высокопрочной арматурой и бетоном отсутствует [8].

Для вывода расчетных зависимостей приняты следующие предпосылки [1, 2, 7, 9, 10]. Плита находится в предельном равновесии и состоит из отдельных звеньев, соединенных между собой линейными шарнирами (рис.1).

Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны прямоугольная, максимальные напряжения равны расчетным - R_b . Максимальная относительная высота сжатой зоны, обеспечивающая развитие пластических деформаций в бетоне и ненапрягаемой арматуре $\xi \leq 0,3$ согласно [3]. Напряжения в ненапрягаемой арматуре равны расчетным напряжениям R_s , соответствующим физическому пределу текучести (рис.2). Начальные напряжения в высокопрочной арматуре (без учета потерь) составляют 0,8 от условного предела текучести $R_{s,n}$.

Таким образом, при указанных условиях, максимальный положительный момент M^+ (на единицу ширины плиты) в центре ячейки определяется только количеством продольной нижней арматуры A_s в расчетном сечении и высотой плиты.

$$M^+ = R_s A_s z_s, \quad (1)$$

где Z_b - плечо внутренней пары сил.

$$z_b = h_0 - \frac{x}{2}. \quad (2)$$

При граничном значении $x = 0,3h_0$ плечо пары сил составляет

$$z_b = h_0 - 0,3 \cdot \frac{h_0}{2} = h_0 \left(1 - \frac{0,3}{2}\right) = 0,85h_0. \quad (3)$$

Величина положительного момента в середине пролета равна

$$M^+ = R_s A_s z_s = 0,85 R_s A_s h_0 \quad (4)$$

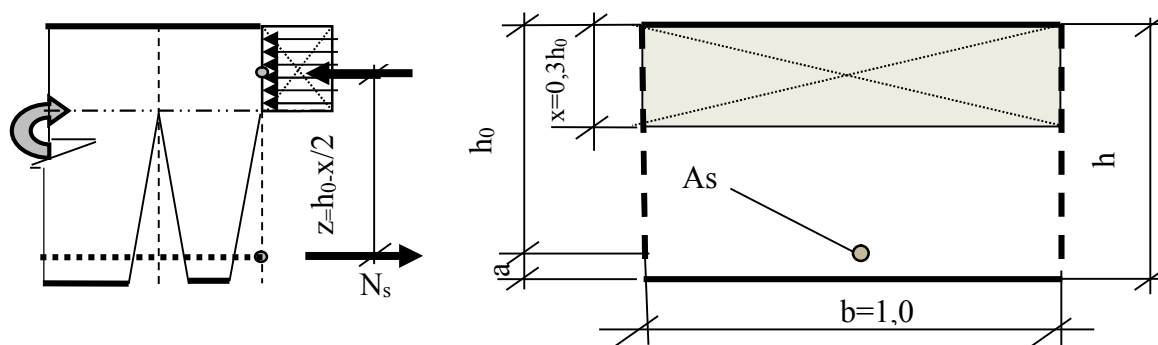


Рисунок 2 – Расчетная схема сечения плиты в пролете

Аналогично максимальный отрицательный момент на опорах определяется количеством верхней арматуры A'_s , пересекающей контур колонны (рис.1).

$M = R_s A' z_b$, на единицу ширины сечения [3].

Величина отрицательного момента на опорах равна:

$$M^- = R_s A'_s z_s = 0,85 R_s A'_s h_0 \quad (5)$$

Для определения прогибов использован способ, когда между колоннами по диагонали вырезается условная полоса, шириной, равной диагонали квадратной или прямоугольной колонны. Полоса рассматривается как шарнирно опертая балка, с расчетным пролетом, равным расстоянию между опорными пластическими шарнирами (рис. 1).

Предварительные величины прогибов можно вычислить через кривизну условной полосы плиты $1/\rho$:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{D} \quad (6)$$

Здесь D - изгибная жесткость полосы, M – действующий в сечении момент.

Жесткость железобетонного элемента в сечении с трещинами определялась, согласно [3] по формуле:

$$D = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m), \quad (7)$$

где x_m - высота сжатой зоны, принимается для элемента, после образования пластических шарниров, равной $0,3h_0$, плечо внутренней пары $z = 0,85h_0$.

Принимая $z = 0,8h_0$, получаем выражение для жесткости:

$$D = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m) = 0,7 E_{s,red} A_s h_0^2, \quad (8)$$

Используя выражения (2) и (3) и принимая $E_{s,red} = E_s$ получим выражение кривизны:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{D} = \frac{0,85 R_s A_s h_0}{0,7 E_s A_s h_0^2} = 1,21 \frac{R_s}{E_s h_0}. \quad (9)$$

Если в качестве ненапрягаемой арматуры использовать арматуру классов А500 ($R_s=435$ МПа) или А400 ($R_s=350$ МПа), модуль упругости $E_s=200000$ МПа, получаем.

При применении арматуры класса А400

$$\frac{1}{\rho} = 1,21 \frac{R_s}{E_s h_0} = 1,21 \frac{350}{200000 h_0} = \frac{0,00212}{h_0}. \quad (10)$$

При применении арматуры класса А500

$$\frac{1}{\rho} = 1,21 \frac{R_s}{E_s h_0} = 1,21 \frac{435}{200000 h_0} = \frac{0,00263}{h_0}. \quad (11)$$

Очевидно, что кривизна $1/\rho$ для элемента в предельном равновесии зависит от двух переменных параметров, а именно, величины физического предела текучести арматуры R_s , высоты сечения h_0 .

Учитывая, что для квадратной ячейки 6×6 м с колоннами 400×400 мм расчетный пролет будет равен расстоянию между внутренними углами колонн $l_0=7,92$ м, прогиб в центре ячейки (условной балки) может определяться по известной формуле:

$$f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,00263}{h_0} \cdot 7,92^2 = \frac{0,0172}{h_0}. \quad (12)$$

Тогда при толщине плиты $0,2$ м, арматуре класса А500 и сечении колонны 400×400 мм, прогиб в центре ячейки составляет $10,12$ см ($1/78$), а при арматуре А400 $f=12,5$ см ($1/63$).

При арматуре класса А500 и ячейке 7х7м формула примет вид

$$f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,00263}{h_0} \cdot 9,48^2 = \frac{0,0246}{h_0}.$$

При арматуре класса А500 и ячейке 9х9м формула примет вид

$$f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot \frac{0,00263}{h_0} \cdot 12,16^2 = \frac{0,0405}{h_0}.$$

На рис. 3 представлены графики величин предельных прогибов для трех ячеек с пролетами 6, 7 и 9м, при различных толщинах плиты перекрытия и арматуре А500.

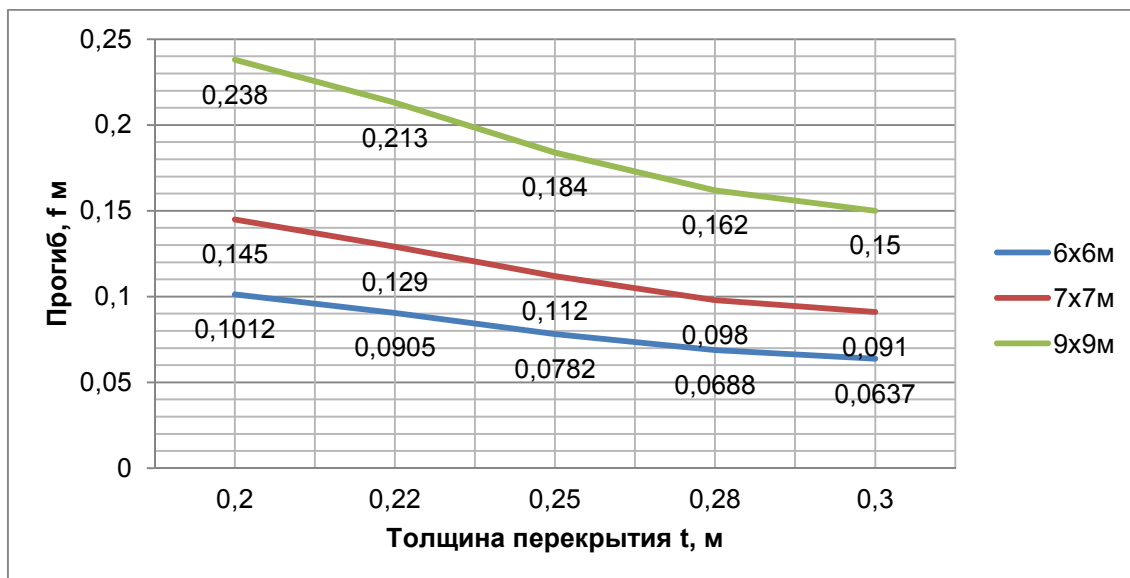


Рисунок 3 – Графики предельных прогибов для различных ячеек

Вывод. Предложенный инженерный способ позволяет оценить величины прогибов плиты безбалочного монолитного перекрытия в предельном состоянии при различных пролетах, толщинах плит и классах ненапрягаемой арматуры и, таким образом, устанавливать начальные напряжения в высокопрочной арматуре и напряжения в результате приобретенного прогиба [11].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Завьялова, О.Б. Уточнение напряжений в рабочей арматуре монолитных плит безригельных каркасов [Текст] // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. - №5. – С.50-54.
2. Бардышева, Ю.А. Конструктивные решения безбалочных безкапитальных перекрытий с предварительно напряженной арматурой [Текст] / Ю.А. Бардышева, В.С. Кузнецов, Ю.А. Талызова // Вестник МГСУ. – 2014. - №6. – С. 44-51
3. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. - М., 1960.
4. Кузнецов, В.С. Расчет прочности плит монолитного безбалочного перекрытия по методу предельного равновесия [Текст] / В.С. Кузнецов, Ю.А. Шапошникова // Вестник МГСУ. – 2013 - №7. – С. 51-58.
5. Пат. 2427686 Российская Федерация, МПК E04C 5/10. Способ изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций и моностренд. Ситников С.Л. - М.: 2011.
6. La norme NBN EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 1998.
7. P. Seinturierre. Etat Limite de service. - IUT, Génie Civil de Grenoble, 2006.
8. Поргаев, Д.В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий [Текст]. – М: АСВ, 2011. – С.24 - 62.
9. G.M. Paille. Calcul des structures en beton arme. - P: AFNOR, 2013.
10. F. Freyssiner. Naissance et perspectives du beton precontraint. - Montevideo, 1964.

11. Кузнецов, В.С. К определению напряжений в арматуре без сцепления с бетоном в безбалочных перекрытиях [Текст] / В.С. Кузнецов, Ю.А. Шапошникова // Промышленное и гражданское строительство». – 2015. – №3. – С.50-53.

Кузнецов Виталий Сергеевич

Мытищинский филиал ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Московская область, г. Мытищи
Кандидат технических наук, доцент кафедры архитектурно-строительного проектирования
E-mail: visku1943@km.ru

Родина Алла Юрьевна

Мытищинский филиал ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Московская область, г. Мытищи
Кандидат технических наук, профессор кафедры Железобетонные и каменные конструкции»
E-mail: stkolobov@yandex.ru

Шапошникова Юлия Александровна

Мытищинский филиал ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Московская область, г. Мытищи
Старший преподаватель кафедры архитектурно-строительного проектирования,
E-mail: yuliatalyzova@yandex.ru

V. KUZNETSOV, A. RODINA, Yu. SHAPOSHNIKOVA

**TO THE DETERMINATION OF DEFLECTIONS
OF MONOLITHIC OVERLAP IN THE LIMIT EQUILIBRIUM STAGE**

Abstract. The article discusses the theoretical solution to determine the deflection of a monolithic beamless slab without capitals in the process of limiting equilibrium. Overlapping mixed diagonal reinforcement where high strength is used as prestressing reinforcement in a flexible sheath type "Monostrend". The formula based on the value of the limiting deflection cell class fittings and plate thickness. It is a plot of the values of limiting deflection of slabs of different thickness in the armature A500 for three cells to span 6, 7 and 9 m.

Keywords: solid slab; limit equilibrium; deflections; high-strength reinforcement.

BIBLIOGRAPHY

1. Zav'yalova, O.B. Utochneniye napryazheniy v rabochey armature monolitnykh plit bezrigel'nykh kar-kasov [Tekst] // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2014. - №5. – S.50-54.
2. Bardysheva, YU.A. Konstruktivnyye resheniya bezbalochnykh bezkapitel'nykh perekrytiy s predvaritel'no napryazhennoy armaturoy [Tekst] / YU.A. Bardysheva, V.S. Kuznetsov, YU.A. Talyzova // Vestnik MGSU. – 2014. - №6. – S. 44-51
3. Instruktsiya po raschetu staticheskii neopredelimykh zhelezobetonnykh konstruktsiy s uchetom perezraspredeleniya usiliiy. - M., 1960.
4. Kuznetsov, V.S. Raschet prochnosti plit monolitnogo bezbalochnogo perekrytiya po metodu predel'nogo ravnovesiya [Tekst] / V.S. Kuznetsov, YU.A. Shaposhnikova // Vestnik MGSU. – 2013 - №7. – S. 51-58.
5. Pat. 2427686 Rossiyskaya Federatsiya, MPK Ye04S 5/10. Sposob izgotovleniya predvaritel'no napryazhennykh zhelezobetonnykh konstruktsiy i monostrend. Citnikov S.L. - M.: 2011.
6. La norme NBN EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 1998.
7. R. Seinturiere. Etat Limite de service. - IUT, Génie Civil de Grenoble, 2006.
8. Portayev, D.V. Raschet i konstruirovaniye monolitnykh prednapryazhennykh konstruktsiy grazhdanskikh zdaniy [Tekst]. – M: ASV, 2011. – S.24 - 62.
9. G.M. Paille. Calcul des structures en beton arme. - P: AFNOR, 2013.
10. F. Freyssiner. Naissance et perspectives du beton precontraint. - Montevideo, 1964.

11. Kuznetsov, V.S. К определению напряжений в арматуре без сцепления с бетоном в безбалочных перекрытиях [Текст] / V.S. Kuznetsov, YU.A. Shaposhnikova // Промышленное и гражданское строительство». – 2015. – №3. – С.50-53.

V. Kuznetsov

The Mytishchi branch of the national research Moscow state university of civil engineering (SRU MSUCE),
Moscow region, Mytishi

Candidate of technical Sciences, Associated professor, Department of architectural design

E-mail: visku1943@km.ru

A. Rodina

The Mytishchi branch of the national research Moscow state university of civil engineering (SRU MSUCE),
Moscow region, Mytishi

Candidate of technical Sciences, Professor, Department of reinforced Concrete and stone structures"

E-mail: stkolobov@yandex.ru

Yu. Shaposhnikova

The Mytishchi branch of the national research Moscow state university of civil engineering (SRU MSUCE),
Moscow region, Mytishi

Senior lecturer in architectural design,

E-mail: yuliatalyova@yandex.ru

ТИШКОВ Н.Л., СТЕПАНЕНКО А.Н.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЗГИБНО-КРУТЯЩИЕ УСИЛИЯ И НАПРЯЖЕНИЯ В АРОЧНОМ ДВУТАВРОВОМ СТЕРЖНЕ С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ С ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ ОЦЕНКОЙ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ПОЯСАХ

В статье теоретически описывается напряженное состояние произвольного поперечного сечения аточного двутаврового стержня с тонкой поперечно-гофрированной стенкой (профиль гофров треугольный непрерывный) изгибаемого в плоскости стенки и сжатого в продольном направлении, с использованием теории тонкостенных упругих стержней профессора В.З.Власова [1]. Приведены основные формулы для определения изгибно-крутящих усилий (местные изгибающие моменты, бимоменты, изгибно-крутящие моменты) произвольного поперечного сечения, возникающие от действия основных усилий. Описана методика и основные результаты натурального испытания фрагмента круговой арки. Произведена сравнительная оценка экспериментальных нормальных напряжений с теоретическими в характерных поперечных сечениях испытанного фрагмента.

Ключевые слова: арка, гофрированная стенка, гофр, треугольный профиль, двутавровое сечение, изгибно-крутящие усилия, изогнутый стержень, натурное испытание, фрагмент арки.

1. Введение

В аточном стержне двутаврового сечения с тонкой поперечно-гофрированной стенкой периодическое смещение с оси стержня центров тяжести поперечных сечений, а также центров их изгиба вызывает в нем дополнительные изгибно-крутящие усилия от действия основных усилий M_y , Q_z , N_x . Изменение знака дополнительных усилий в пределах одной волны гофра стенки приводит к догрузке (разгрузке) элементов тонкостенного стержня.

Совместно с каждым поясом в большинстве случаев работает небольшая часть стенки (0,1...0,3 ее высоты), причем с резко затухающими эпюрами напряжений с удалением от поясов, что подтверждается теоретическими выкладками и экспериментами [2 – 5, 10]. При определении положения центра тяжести приведенного сечения двутаврового стержня (рис. 1), с непрерывно гофрированной тонкой стенкой предлагается учитывать в совместной работе с ним на нормальные усилия часть сечения стенки [10], среднюю величину которой можно определить по дробно-степенной регрессии (1).

$$c_w \cong 0,44 \cdot \frac{S_{cp}^{0,78} \cdot f_{cp}^{0,11}}{h_w^{0,85} \cdot t_w^{0,03} \cdot b_f^{0,01}} \leq 0,5 \quad (1)$$

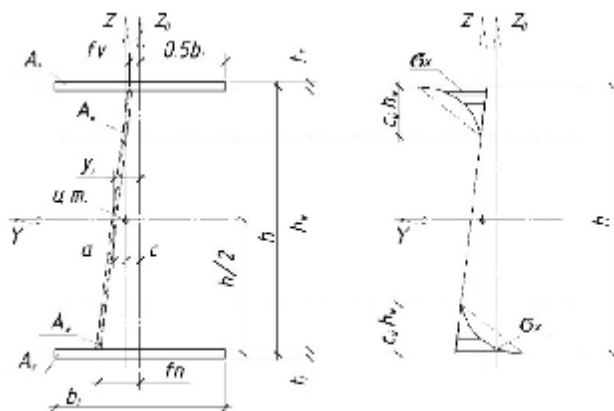


Рисунок 1- Геометрия сечения и распределение нормальных напряжений в стенке аточного двутаврового стержня с тонкой поперечно-гофрированной стенкой

Если в приведенную площадь сечения поясов включить эти части стенки величиной $A_{wf} \cong 0,5 \cdot c_w \cdot h_w \cdot t_w$, то смещение центра тяжести приведенного сечения от оси стержня будет равно $c = A_{wf} / (A_{wf} + A_f) \cdot y_2 = k_c \cdot y_2$,

где $y_2 = f_{cp} \cdot \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \cdot \frac{\sin \left[(2 \cdot k + 1) \cdot \frac{\pi \cdot x}{s_{cp}} \right]}{(2 \cdot k + 1)^2} = f_{cp} \cdot \frac{8}{\pi^2} \cdot F_2(x)$ - функция описания срединной

поверхности стенки круговой арки в уровне оси стержня по [9];

$f_{cp} = (f_n + f_v) / 2$ - максимальное отклонение вершин гофров от оси арочного стержня на высоте $z = 0$;

$s_{cp} = (s_n + s_v) / 2$ - длина полуволны гофра стенки на оси арочного стержня;

$k = 10 \dots 90$ - количество членов ряда Фурье.

Дополнительные усилия в арочном двутавровом стержне с тонкой поперечно-гофрированной стенкой имеют некоторые отличия от аналогичных усилий, возникающих в прямолинейном гофрированном стержне. Суммарные дополнительные усилия в арочном стержне раскладываются на «первые» и «вторые». «Первые» дополнительные усилия ($M_1, Q_1, M_3, Q_3, M_3, Q_3$) вызваны смещением центра тяжести всего приведенного сечения и определяются, как для прямолинейного стержня [6]. «Вторые» дополнительные усилия ($\Delta M_1, \Delta Q_1, \Delta M_2, \Delta Q_2, \Delta M_3, \Delta Q_3$) вызваны смещением центров тяжести приведенных полу-сечений относительно друг друга по оси y в одном поперечном сечении.

2. Дополнительные усилия от арочного изгибающего момента

Для определения дополнительных усилий от арочного изгибающего момента можно допустить, что изгибающий момент воспринимается только поясами, в которых возникают продольные усилия противоположные по знаку $N_1 = M_y / h$ (см. рис. 2).

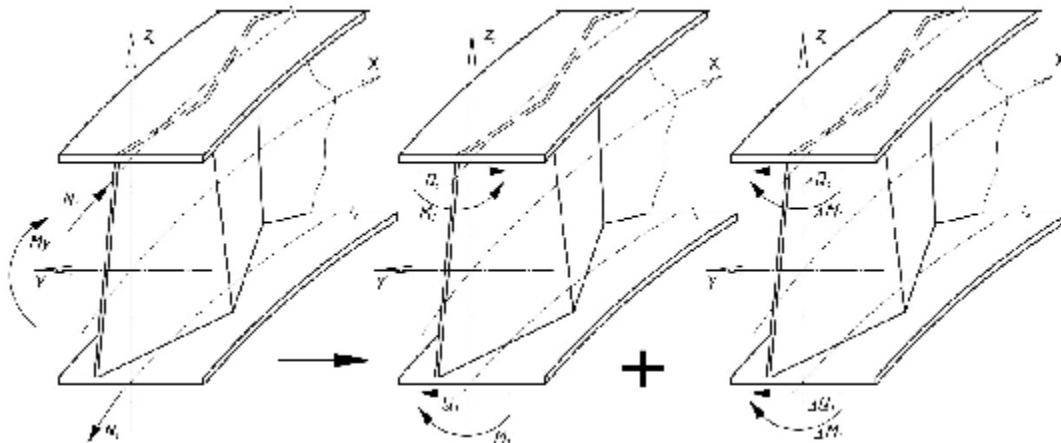


Рисунок 2- Дополнительные усилия в поясах арочного стержня от изгибающего момента

«Первые» дополнительные усилия.

Центр тяжести приведенного сечения смещается с оси стержня, в связи с чем возникают местные (дополнительные) противоположно направленные моменты в поясах:

$$M_1 = \frac{8 \cdot M_y \cdot k_c \cdot f_{cp}}{\pi^2 \cdot h} \cdot F_2(x).$$

Местные моменты изменяясь по длине стержня вызывают в поясах сечений местные (дополнительные) поперечные усилия, которые противоположны по направлению:

$$Q_1 = (M_1)' = \frac{8 \cdot M_y \cdot k_c \cdot f_{cp}}{\pi \cdot h \cdot s_{cp}} \cdot F_1(x), \text{ где } F_1(x) = \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{\cos \left[(2k+1) \frac{\pi \cdot x}{s_{cp}} \right]}{(2k+1)}.$$

Местные противоположно направленные моменты в сечении образуют изгибно-крутящий бимомент $B_{\omega_1} = M_1 \cdot h$, а пара поперечных сил (тоже противоположно направленные) изгибно-крутящий момент $M_{\omega_1} = Q_1 \cdot h$.

«Вторые» дополнительные усилия.

В отличие от прямолинейного в арочном стержне появляются «вторые» дополнительные усилия ($\Delta M_1, \Delta Q_1$), вызывающие в сечении стержня изгиб поясов в их плоскостях в одинаковом направлении:

$$\Delta M_1 = \frac{2 \cdot M_y \cdot k_c \cdot \Delta f \cdot (2 - c_w)}{\pi^2 \cdot h} \cdot F_2(x); \Delta Q_1 = (\Delta M_1)' = \frac{2 \cdot M_y \cdot k_c \cdot \Delta f \cdot (2 - c_w)}{\pi \cdot h \cdot s_{cp}} \cdot F_1(x),$$

где $\Delta f = f_n - f_v$.

3. Дополнительные усилия от арочного перерезывающего усилия

Для определения дополнительных усилий от арочного перерезывающего усилия можно допустить, что сдвигающее усилие по высоте стенке распределяется равномерно и равно $q_c = Q_z / h$ (см. рис. 3).

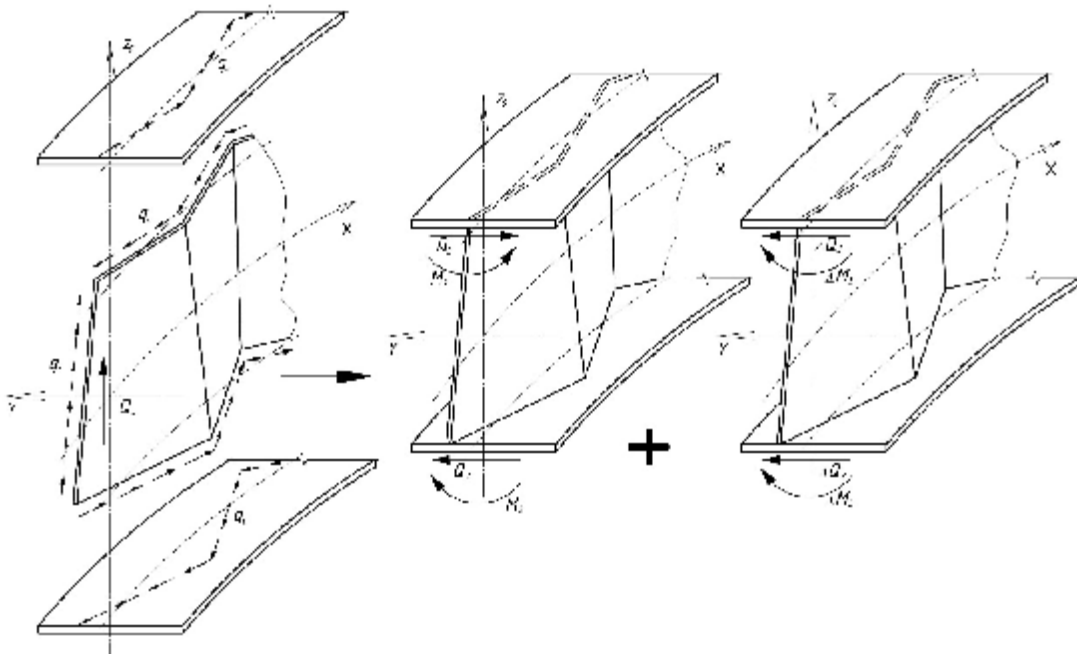


Рисунок 3- Дополнительные усилия в поясах арочного стержня с тонкой поперечно-гофрированной стенкой от перерезывающего усилия

«Первые» дополнительные усилия, вызывающие срез и изгиб поясов в своих плоскостях:

$$Q_2 = \frac{Q_z}{h} \cdot \frac{8 \cdot s_{cp} \cdot f_{cp}}{\pi^3 \cdot L} (F_3 - F_3(L) - \frac{\pi \cdot L}{s_{cp}} F_2(x)); M_2 = \frac{Q_z}{h} \cdot \frac{8 \cdot s_{cp} \cdot f_{cp}}{\pi^3} \cdot \left[\frac{x}{L} \cdot (F_3 - F_3(L)) - F_3 + F_3(x) \right],$$

где $F_3 = \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{1}{(2k+1)^3}$; $F_3(L) = \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{\cos \left[(2k+1) \frac{\pi \cdot L}{s_{cp}} \right]}{(2k+1)^3}$; $F_3(x) = \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{\cos \left[(2 \cdot k+1) \cdot \frac{\pi \cdot x}{s_{cp}} \right]}{(2 \cdot k+1)^3}$.

«Первые» дополнительные усилия образуют изгибно-крутящие бимомент $B_{\omega_2} = M_2 \cdot h$ и момент $M_{\omega_2} = Q_2 \cdot h$.

«Вторые» дополнительные местные усилия, вызывающие поперечный изгиб поясов в одном направлении:

$$\Delta Q_2 = \frac{Q_2}{h} \cdot \frac{4 \cdot s_{cp} \cdot \Delta f}{\pi^3 \cdot L} (F_3 - F_3(L) - \frac{\pi \cdot L}{s_{cp}} F_2(x)); \Delta M_2 = \frac{Q_2}{h} \cdot \frac{4 \cdot s_{cp} \cdot \Delta f}{\pi^3} \cdot \left[\frac{x}{L} (F_3 - F_3(L)) - F_3 + F_3(x) \right].$$

4. Дополнительные усилия от продольного осевого усилия

В арочном двутавровом стержне с тонкой поперечно-гофрированной стенкой продольное усилие воспринимается только поясами, как и в прямолинейном стержне (рис. 4).

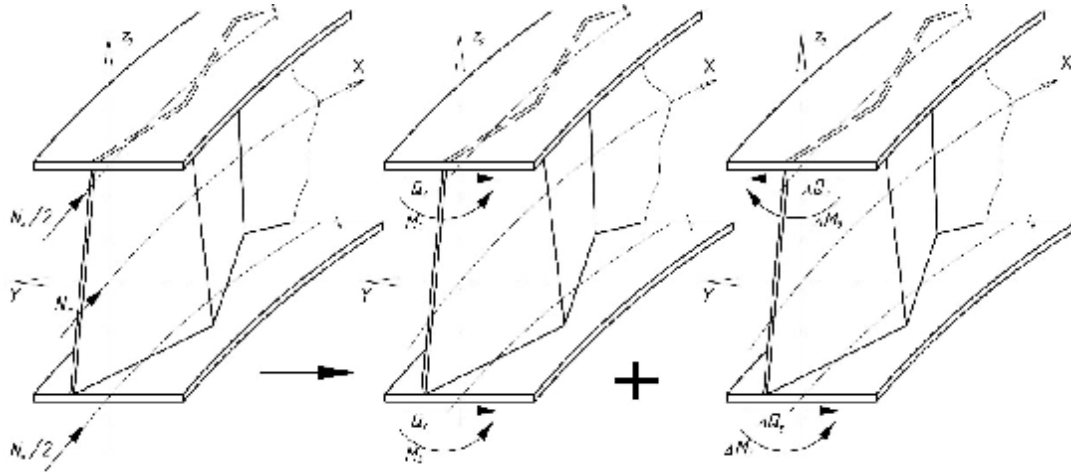


Рисунок 4- Дополнительные усилия в поясах арочного стержня от продольного усилия

«Первые» дополнительные усилия, вызывающие срез и изгиб поясов в одном направлении:

$$M_3 = \frac{4 \cdot N_x \cdot k_c \cdot f_{cp}}{\pi^2} \cdot F_2(x); Q_3 = \frac{4 \cdot N_x \cdot k_c \cdot f_{cp}}{\pi \cdot s_{cp}} \cdot F_1(x).$$

«Вторые» дополнительные усилия, вызывающие срез и изгиб поясов в своих плоскостях:

$$\Delta M_3 = \frac{N_x \cdot k_c \cdot \Delta f \cdot (2 - c_w)}{\pi^2} \cdot F_2(x), \Delta Q_3 = \frac{N_x \cdot k_c \cdot \Delta f \cdot (2 - c_w)}{\pi \cdot s_{cp}} \cdot F_1(x).$$

«Вторые» дополнительные усилия образуют изгибно-крутящие бимомент $B_{\omega_3} = -\Delta M_3 \cdot h$ и момент $M_{\omega_3} = -\Delta Q_3 \cdot h$.

5. Напряжения от дополнительных усилий

Напряжения в точках сечения от дополнительных изгибно-крутящих усилий в соответствии с теорией расчета тонкостенных стержней определяются по формулам

$$\sigma_{\omega} = \frac{B_{\omega} \cdot \omega}{J_{\omega}^x}; \tau_{\omega} = \frac{M_{\omega} \cdot S_{\omega}}{J_{\omega}^x \cdot t},$$

где B_{ω} , M_{ω} - изгибно-крутящие усилия в сечении (бимомент и изгибно-крутящий момент):

$$B_{\omega} = B_{\omega_1} + B_{\omega_2} + B_{\omega_3}; M_{\omega} = M_{\omega_1} + M_{\omega_2} + M_{\omega_3};$$

t - толщина элемента в точке сечения, для которой определяется напряжение;

ω и S_{ω} - секториальная координата и статический момент для рассматриваемой точки сечения.

Дополнительные напряжения в точках сечения поясов от местных изгибных усилий ($M_3, \Delta M_1, \Delta M_2, Q_3, \Delta Q_1, \Delta Q_2$) определяются по формулам:

$$\sigma_M = \frac{(M_3 - (\Delta M_1 + \Delta M_2)) \cdot y}{J_n}; \quad \tau_Q = \frac{(Q_3 - (\Delta Q_1 + \Delta Q_2)) \cdot S_z}{J_n \cdot t_f},$$

где $J_n = \frac{J_{z0}}{2} = \frac{b^3 \cdot t_f}{12}$ - момент инерции пояса относительно оси z ;

y - расстояние от рассматриваемой точки сечения пояса до оси z ;

S_z - статический момент относительно оси z , части сечения отсеченной по точке.

6. Методика натурального испытания

Целью натурального испытания является экспериментальная оценка напряженного состояния поясов арочного двутаврового стержня с тонкой поперечно-гофрированной стенкой (профиль гофров треугольный) в зоне максимальных изгибающих моментов, поперечных и продольных сил.

Испытание проводилось на образце (фрагмент круговой арки) пролетом 2,3 м с радиусом кривизны 3,0 м по оси фрагмента. Изготовление образца осуществлялось в лаборатории кафедры «Промышленное и гражданское строительство» ФГБОУ ВО ТОГУ. Геометрические размеры опытного фрагмента арки приведены на рисунке 5.

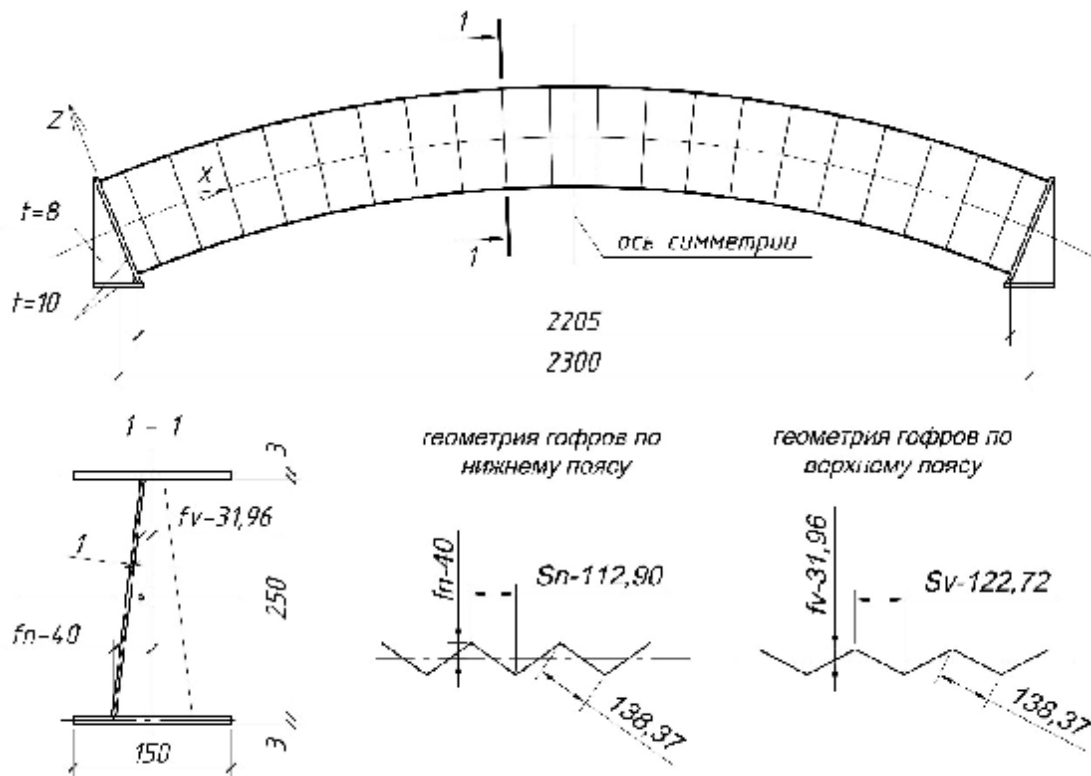


Рисунок 5- Геометрические размеры опытного фрагмента арки

Фрагмент испытывался в вертикальном положении, установленный на силовые траверсы для удобства работы с измерительным оборудованием. Нагрузка к фрагменту прикладывалась поэтапно через резиновые прокладки толщиной 30 мм при помощи двух гидравлических домкратов ДГ-25, давление создавалось ручным насосом, снабженным манометром. Распор возникающий при нагружении фрагмента воспринимался затяжками, выполненными из полосовой стали.

Испытательный стенд приведен на рисунке 6 и фото 1.

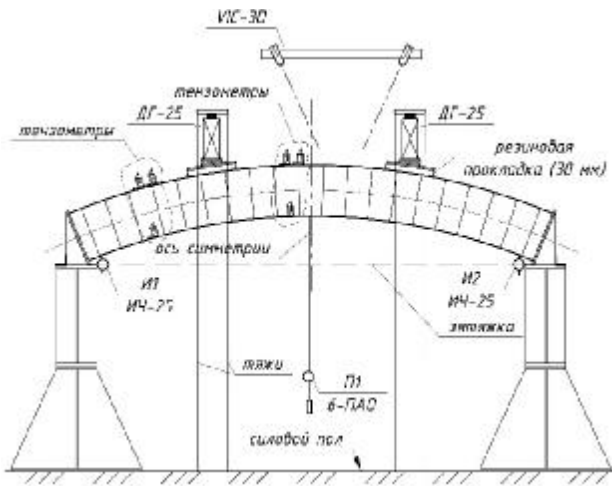


Рисунок 6 - Испытательный стенд



Фото 1 - Испытательный стенд

Для определения напряженного состояния поясов выбрано четыре поперечных сечения, два из которых (симметричное $x = 9 \cdot s_{cp}$ и асимметричное $x = 9.5 \cdot s_{cp}$) расположены у оси симметрии фрагмента арки, два других на приопорном участке ($x = 3 \cdot s_{cp}$ и $x = 3.5 \cdot s_{cp}$).

Фибровые деформации поверхностных волокон измерялись тарированными тензометрами Аистова ТА-2 и при помощи трехмерной цифровой оптической системы Vic-3D. Вертикальные перемещения образца контролировались – в середине сечения прогибомером Аистова 6-ПАО, на опорах индикаторами часового типа ИЧ-25.

Цифровая оптическая система Vic-3D [7, 8] включает в себя: комплект цифровых черно-белых камер со сменными объективами с различными фокальными расстояниями, специальное программное обеспечение, набор калибровочных таблиц, систему подсветки. Для корреляции цифровых изображений, основанной на измерении относительных деформаций материалов путем отслеживания искажения картины случайных точек на поверхности. Поверхность подготовлена в два этапа: на первом этапе аэрозолем нанесена белая матовая краска, на втором черной матовой краской нанесена мелкодисперсная структура. Видеофиксация поверхностей в процессе испытаний осуществляется при помощи программного пакета Vic-Snap, позволяющим в автоматическом режиме записывать всю информацию на жесткий диск. Обработка изображений осуществлялась при помощи программного пакета Vic-3D. Корреляция участка поверхности верхнего пояса фрагмента приведена на рисунке 7. Расчетная схема и этапы приложения нагрузки для фрагмента приведены на рис. 8.

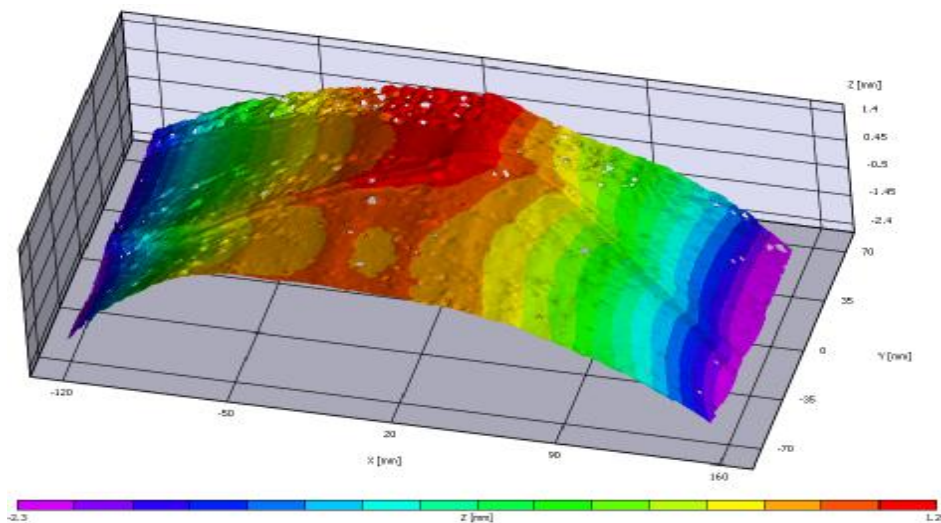


Рисунок 7 – Корреляция участка поверхности верхнего пояса фрагмента

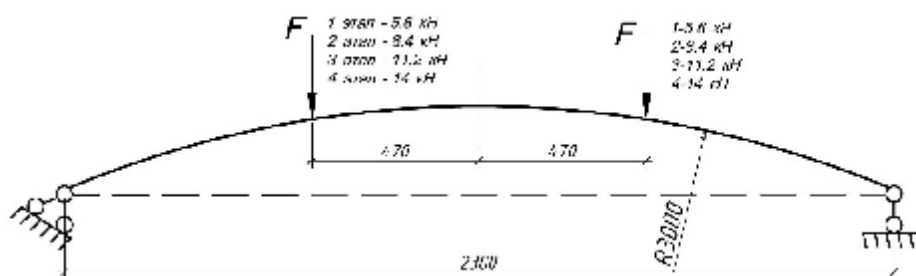


Рисунок 8 – Расчетная схема и этапы приложения нагрузки

7. Некоторые результаты натурных испытаний

Экспериментальные нормальные напряжения в поясах для четвертого этапа загрузки в сечениях, определенные по относительным деформациям поверхностных волокон в предположении упругой работы материала фрагмента (при модуле упругости $E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН} / \text{см}^2$) приведены в таблице 1. Результаты корреляции поверхности оптической системой Vic-3D удовлетворительно согласуются с эпюрами, приведенными в табл. 1.

Таблица 1 – Эпюры экспериментальных нормальных напряжений в поперечных сечениях, расположенных у оси симметрии и на приопорном участке фрагмента для четвертого этапа загрузки

У оси симметрии фрагмента		На приопорном участке фрагмента	
Эпюры нормальных напряжений, $\text{кН}/\text{см}^2$, в симметричном сечении ($x = 9 \cdot s_{cp}$)	Эпюры нормальных напряжений, $\text{кН}/\text{см}^2$, в асимметричном сечении ($x = 9,5 \cdot s_{cp}$)	Эпюры нормальных напряжений, $\text{кН}/\text{см}^2$, в симметричном сечении ($x = 3 \cdot s_{cp}$)	Эпюры нормальных напряжений, $\text{кН}/\text{см}^2$, в асимметричном сечении ($x = 3,5 \cdot s_{cp}$)

Примечание: теоретические эпюры показаны пунктирными линиями, а их напряжения у свесов поясов приведены в прямоугольниках.

На основании сравнения экспериментальных и теоретических данных всех четырех этапов загрузки фрагмента арки установлено:

для сечений у оси симметрии фрагмента:

- экспериментальные нормальные напряжения в поясах симметричного сечения составляют 86...114% от теоретических;
- экспериментальные нормальные напряжения в поясах асимметричного сечения составляют 96...112% от теоретических.

для сечений на приопорном участке фрагмента:

- экспериментальные нормальные напряжения в поясах симметричного сечения составляют 85...104% от теоретических;
- экспериментальные нормальные напряжения в поясах асимметричного сечения составляют 94...114% от теоретических.

Основные выводы

Анализируя величины теоретических дополнительных усилий в арочном стержне можно сделать следующие выводы:

-наиболее весомыми дополнительными усилиями (догружающим крайние точки свесов поясов) являются: изгибно-крутящий бимомент $B_{\omega 1}$ (вызванный моментом M_y); местный изгибающий момент в поясах M_3 (вызванный продольным усилием N_x); изгибно-крутящий бимомент $B_{\omega 2}$ (вызванный перерезывающим усилием Q_z);

-достаточно значимым дополнительными усилиями является изгибно-крутящие моменты $M_{\omega 1}$, $M_{\omega 2}$ (вызванные соответственно моментом M_y и перерезывающим усилием Q_z);

-изменение размеров гофров у нижнего и верхнего поясов арочного двутаврового стержня приводит к появлению в нем дополнительных «вторых» изгибно-крутящих $B_{\omega 3}$, $M_{\omega 3}$ (вызванных продольным усилием N_x) и изгибных усилий ΔM_1 , ΔM_2 (вызванных усилиями M_y , Q_z), причем их доля может достигать до 14% от «первых» дополнительных усилий M_1 , Q_1 , M_3 , Q_3 и до 16% - от усилий M_2 , Q_2 ;

- значения нормальных напряжений в крайних точках поясов от суммарных дополнительных напряжений могут достигать $\pm 20\%$ от основных усилий, а касательных напряжений до $\pm 5\%$.

Испытанием фрагмента арки с тонкой поперечно-гофрированной стенкой установлено удовлетворительное приближение (качественное и количественное) теоретических нормальных напряжений к экспериментальным в обоих поясах фрагмента (в том числе и со смещенной стенкой в сечении), что подтверждает достоверность методики определения дополнительных усилий в арочных двутавровых стержнях с тонкой поперечно-гофрированной стенкой.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Власов, В.З. Тонкостенные упругие стержни: издание второе, переработанное и дополненное [Текст]. – М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. - 568 с.
2. Степаненко, А.Н. Экспериментальные исследования алюминиевых балок с волнистой стенкой [Текст] // Строительная механика и строительные конструкции. – Хабаровск.: ХПИ, 1971. – С. 133-142.
3. Остриков, Г.М. Исследование несущей способности стальных двутавровых балок с вертикально гофрированной стенкой [Текст] / Г.М. Остриков, Ю.С. Максимов, В.В. Долинский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 1. – С. 68-70.
4. Кириленко, В.Ф. Напряженно-деформированное состояние и расчет балок с вертикально гофрированной стенкой [Текст] / В.Ф. Кириленко, В.Ф. Беляев, Б.Н. Емельянов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. – № 4. – С. 12-15.
5. Егоров, П.И. Численный эксперимент по исследованию напряженно-деформированного состояния стальных балок с различными профилям гофров в стенке [Текст] / П.И. Егоров, А.Н. Степаненко // Совершенствование методов расчета строительных конструкций зданий и сооружений. Хабаровск, 2004. – С. 32-36.
6. Егоров, П.И. Дополнительные изгибно-крутящие усилия в двутавровом стержне с поперечным непрерывным трапецеидальным профилем гофров в стенке [Текст] // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №10. – С. 34–35.
7. Третьякова, Т.В. Оценка точности измерений с использованием видеосистемы анализа полей перемещения и деформаций [Текст] / Т.В. Третьякова, М.П. Третьяков, В.Э. Вильдеман // Вестник Перм. гос. техн. ун-та. Механика. – 2011. -№2. –С. 92-100.
8. Вильдеман, В.Э. Методика экспериментального исследования закритического деформирования на образцах специальной усложненной конфигурации с применением метода корреляции цифровых изображений [Текст] / В.Э. Вильдеман, Т.В. Третьякова, Д.С. Лобанов // Вестник Перм. гос. техн. ун-та. Механика. – 2011. - №4. – С. 15-28.
9. Тишков, Н.Л. Описание срединной поверхности стенки круговой арки с непрерывными поперечными треугольными гофраами [Текст] / Н.Л. Тишков, А.Н. Степаненко // Вестник ВСГТУ. – Улан-Удэ, 2012. - №1(34). - С. 180-184.
10. Тишков, Н.Л. О дополнительных усилиях в поясах стальных балок с тонкими поперечно гофрированными стенками [Текст] / Н.Л. Тишков, А.Н. Степаненко // Вестник ТОГУ. – Хабаровск, 2014. – №4(35). - С.49-52.

Тишков Николай Леонидович

Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск

Ведущий инженер, старший преподаватель кафедры «Промышленное и гражданское строительство»

E-mail: N.Tishkov87@gmail.com

Степаненко Анатолий Николаевич

Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск

Доктор технических наук, профессор кафедры «Промышленное и гражданское строительство»

E-mail: Stepanenko1941@mail.ru

N. TISHKOV, A. STEPANENKO

**ADDITIONAL FLEXURAL-TORSIONAL EFFORT AND TENSION IN THE I-BEAM
ARCHED ROD WITH CORRUGATED WALL WITH EXPERIMENTAL ESTIMATES
OF THE NORMAL STRESSES IN THE FLANGE OF BEAM**

This article describes the theoretical state of stress of an arbitrary cross-section I-curved rod with a thin cross-corrugated wall (triangular profile of the corrugations continuous) bending in the plane of the wall and compressed in the longitudinal direction using the theory of thin-walled flexible plugs professor V.Z.Vlasova [1]. The basic formulas are represented for determining the flexural-torsional effort (local bending moment, bimoment, flexural torque) of arbitrary cross-section, arising from the action of the main effort. The technique and the main results of full-scale testing of a circular arch fragment. A comparative evaluation of experimental and theoretical normal stresses in the characteristic cross-sections of the tested piece.

Keywords: arch, corrugated wall, corrugation, triangular profile, I-section, flexural-torsional effort, bent rod, full size test, arch fragment.

BIBLIOGRAPHY

1. Vlasov, V.Z. Tonkostennyye uprugie sterzhni: izdaniye vtoroye, pererabotannoye i dopolnennoye [Tekst]. – M.: Gosudarstvennoye izdatel'stvo fiziko-matematicheskoy literatury, 1959. - 568 s.
2. Stepanenko, A.N. Eksperimental'nyye issledovaniya alyuminivnykh balok s volnistoy stenкой [Tekst] // Stroitel'naya mekhanika i stroitel'nyye konstruksii. – Khabarovsk.: KHPI, 1971. – S. 133-142.
3. Ostrikov, G.M. Issledovaniye nesushchev sposobnosti stal'nykh dvutavrovnykh balok s vertikal'no gofirovannoy stenкой [Tekst] / G.M. Ostrikov, YU.S. Maksimov, V.V. Dolinskiy // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 1983. – № 1. – S. 68-70.
4. Kirilenko, V.F. Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye i raschet balok s vertikal'no gofirovannoy stenкой [Tekst] / V.F. Kirilenko, V.F. Belyayev, B.N. Yemel'yanov // Stroitel'naya mekhanika i raschet so-oruzheniy. – 1989. – № 4. – S. 12-15.
5. Yegorov, P.I. Chislennyy eksperiment po issledovaniyu napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya stal'nykh balok s razlichnymi profilyam gofrov v stenke [Tekst] / P.I. Yegorov, A.N. Stepanenko // Sovershenstvovaniye metodov rascheta stroitel'nykh konstruksiy zdaniy i sooruzheniy. Khabarovsk. 2004. – S.32-36.
6. Yegorov, P.I. Dopolnitel'nyye izgibno-krutyashchiye usiliya v dvutavrovom sterzhne s poperechnym nepreryvnym trapetseidal'nym profilem gofrov v stenke [Tekst] // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'-stvo. – 2007. – №10. – S. 34–35.
7. Tret'yakova, T.V. Otsenka tochnosti izmereniy s ispol'zovaniyem videosistemy analiza poley pemezhcheniya i deformatsiy [Tekst] / T.V. Tret'yakova, M.P. Tret'yakov, V.E. Vil'deman // Vestnik Perm. gos. tekhn. un-ta. Mekhanika. – 2011. -№2. –S. 92-100.
8. Vil'deman, V.E. Metodika eksperimental'nogo issledovaniya zakriticheskogo deformirovaniya na obraztsakh spetsial'noy uslozhnennoy konfiguratsii s primeneniyem metoda korrelyatsii tsifrovnykh izobrazheniy [Tekst] / V.E. Vil'deman, T.V. Tret'yakova, D.S. Lobanov // Vestnik Perm. gos. tekhn. un-ta. Mekhanika. – 2011. - №4. – S. 15-28.
9. Tishkov, N.L. Opisaniye sredinnoy poverkhnosti stenki krugovoy arki s nepreryvnymi poperechnymi treugol'nymi goframi [Tekst] / N.L. Tishkov, A.N. Stepanenko // Vestnik VSGTU. – Ulan-Ude, 2012. - №1(34). - S. 180-184.
10. Tishkov, N.L. O dopolnitel'nykh usiliyakh v povasakh stal'nykh balok s tonkimi poperechno gofirovannymi stenkami [Tekst] / N.L. Tishkov, A.N. Stepanenko // Vestnik TOGU. – Khabarovsk, 2014. – №4(35). - S.49-52.

N. Tishkov

Pacific National University, Khabarovsk

Lead Engineer, Senior Lecturer of the Department "Industrial and civil construction"

E-mail: N.Tishkov87@gmail.com

A. Stepanenko

Pacific National University, Khabarovsk

Doctor of technical science, professor of the Department "Industrial and civil construction"

E-mail: Stepanenko1941@mail.ru

ТРАВУШ В.И., КАПРИЕЛОВ С.С., КОНИН Д.В., КРЫЛОВ А.С.,
КАШЕВАРОВА Г.Г., ЧИЛИН И.А.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НА СДВИГ КОНТАКТНОЙ ПОВЕРХНОСТИ «СТАЛЬ-БЕТОН» В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ДЛЯ БЕТОНОВ РАЗЛИЧНОЙ ПРОЧНОСТИ НА СЖАТИЕ И ФИБРОБЕТОНА

Рассмотрены вопросы работы на сдвиг контактной поверхности сталежелезобетонных моделей. Приведены особенности использованных при изготовлении моделей материалов и их характеристики. Представлены диаграммы работы моделей под нагрузкой и характерные схемы разрушения. Вычислены напряжения начала проскальзывания и напряжения, возникающие при отрыве на границе «сталь-бетон». Уточнен коэффициент η_2 при определении расчетного сцепления арматуры с бетоном. Приведены величины расчетного сопротивления сцепления стальных элементов жесткой арматуры с бетоном, а также сравнение полученных величин со значением аналогичного сопротивления, принятого в Еврокоде 4.

Ключевые слова: бетон, фибробетон, сталежелезобетонная конструкция, жесткая арматура, гибкая арматура, длина анкеровки, контакт, прочность на сдвиг.

Введение

При проектировании и расчетах сталежелезобетонных конструкций одним из важнейших допущений является предположение о совместной работе стальной и бетонной частей поперечного сечения [1, 2]. Данное допущение позволяет использовать гипотезу плоских сечений и достаточно просто определять положение нейтральной оси сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов. В Еврокоде 4 [1] расчетное сопротивление на сдвиг контактной поверхности «сталь-бетон» при отсутствии дополнительных упоров для сжато-изгибаемых элементов (например, для колонн с жесткой арматурой) для полностью обетонированного стального профиля определяется равным 0,3 МПа. При этом обращает внимание то, что данное расчетное сопротивление принято одинаковым для бетонов любых классов по прочности на сжатие.

Обобщение опытов ЦНИИПС [3] первой половины XX века, в ходе которых испытывались различные сталежелезобетонные изгибаемые элементы, показали, что нарушение сцепления по контактной поверхности происходит при гораздо более высоких напряжениях. Для бетонов с кубиковой прочностью 116...212 кг/см² напряжение при нарушении связи между бетоном и сталью фиксировалось на уровне 0,7...1,0 МПа (таблица 8 в [3]). В то же время в более современном документе, посвященном проектированию сталежелезобетонных конструкций [4], восприятие сдвигающего усилия в сжатых и изгибаемых элементах допускается обеспечивать путем установки жестких или гибких упоров или анкеровки гибкой арматуры в смежных железобетонных конструкциях. При этом сцепление бетона со сталью жесткой арматуры принимается равным нулю.

1. Описание моделей конструкций и испытательной установки

Для определения расчетного сопротивления сдвигу контактной поверхности «сталь-бетон» проведены испытания моделей в виде обетонированных двутавровых профилей. Размер поперечного сечения обетонки составляет 150x200 мм, а сам двутавровый профиль составлен из двух швеллеров №10 по ГОСТ 8240-97 [5] из стали С255 по ГОСТ 27772-88* [6] (модели типа К) или выполнен из двутавра №12 по ГОСТ 8239-89 [7] из той же стали (модели типа П). Длина поверхности контакта профиля и бетона составляла 300...450 мм. Бетонная часть модели армирована четырьмя отдельными стержнями диаметром 8 мм из арматуры

класса А500 по ГОСТ Р 52544-2006 [8], установленными по углам с защитным слоем 30 мм. Вертикальные стержни связаны хомутами с шагом 30 мм по высоте, выполненными из той же арматуры. Верхний конец профиля снабжен горизонтальной распределительной пластиной для передачи нагрузки от верхнего стола прессы, а нижний – выступает из бетона на 20...30 мм. Нижний торец модели устанавливался на кольцо прямоугольного очертания с отверстием размером, позволяющим жесткой арматуре свободно перемещаться вниз при приложении осевой нагрузки. Кольцо выполнено из листа толщиной 30 мм из стали С255 по ГОСТ 27772-88* и имеет высоту 60 мм. Защитный слой жесткой арматуры для моделей типа К составляет не менее 50 мм, для моделей типа П – не менее 50 мм. Общий вид моделей приведен на рисунке 1.

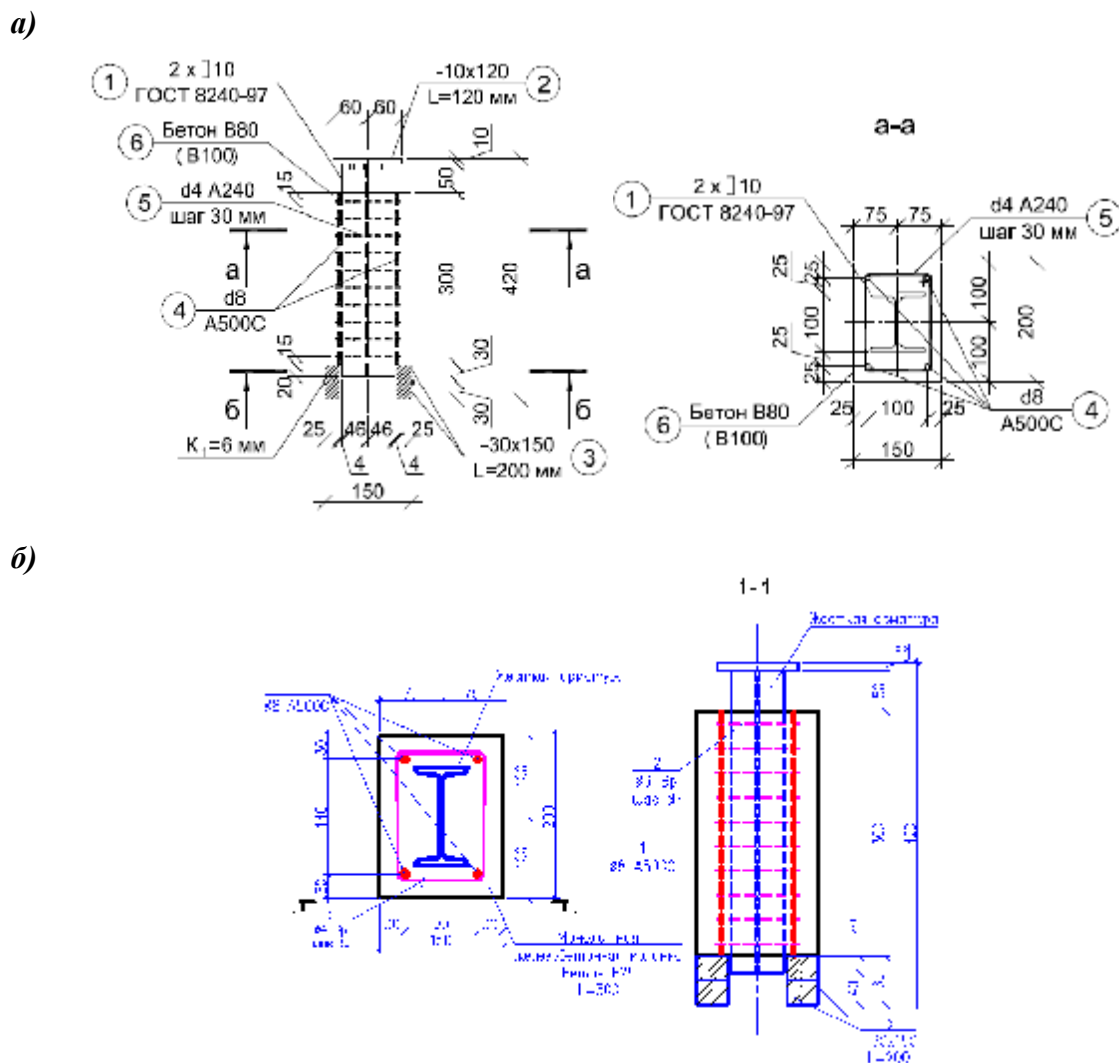


Рисунок 1 – Модели конструкций с жесткой арматурой для испытаний на сдвиг контактной поверхности «сталь-бетон»: а – модели типа К (L=300 или 400 мм), б – модели типа П (L=300 мм)

Для изучения влияния дополнительной анкеровки стального профиля в бетоне использованы продольные стержни, изготовленные из арматуры диаметром 16 мм (тип К) или 12 мм (тип П) класса А500. Стержни приварены по всей длине касания бетона со стальным сердечником к концам полоч (тип К) или посередине полоч и с обеих сторон стенки в осевой зоне (тип П).

Для бетонирования моделей использовался бетон класса прочности на сжатие В80, В25 и фибробетон со стальной фиброй. Фактическая прочность бетона и фибробетона опре-

делялась на основании испытаний трех образцов-кубов для каждого вида бетона. Использование высокопрочного фибробетона при изготовлении моделей обусловлено его повышенными прочностными характеристиками, в том числе – при растяжении. В основе технологии получения такого материала лежит совмещение сверхвысоко-прочной матрицы, основной объём которой представляет собой аналог Reactive Powder Concrete [9] – «порошкового бетона» - и стальной фибры [10]. Ниже приведены основные компоненты и характеристики примененных смесей:

1. Портландцемент марки ПЦ 600 Д0, средней активностью при пропаривании 48,9 МПа, соответствующий ГОСТ 10178.

2. Заполнитель – песок кварцевый с включениями известняка, состоящий из набора стандартных фракций от 0 до 5 мм, в котором доля частиц фракций не более 0,63 мм составляла 50 – 65%.

3. Органоминеральный модификатор МБ 50К – порошкообразный продукт насыпной плотностью 850 кг/м³, содержащий микрокремнезём, золу-унос, суперпластификатор на основе поликарбоксилатов.

4. Стальная фибра волнового профиля длиной 22 мм (временное сопротивление разрыву не менее 1200 МПа, модуль упругости 200 ГПа).

Испытания кубиков, изготовленных из фибробетона с вышеописанными характеристиками, показали кубиковую прочность на уровне 138,7 МПа.

Данные по параметрам моделей конструкций сведены в таблицу 1.

Таблица 1 – Параметры моделей

№ п/п	Индекс	Класс бетона	Прочность куб. на сжатие ¹ , МПа	Длина контактной поверхности, мм	Дополнительная анкеровка контактной поверхности	Периметр контактной поверхности, мм
1	2	3	4	5	6	7
1	K1.1	B80	105,6	300	Нет	550,0
2	K1.2	То же	То же	То же	То же	То же
3	K1.3	То же	То же	То же	То же	То же
4	K3.1	ФБ	138,7	300	Арм. 4 d16	650,5
5	K3.2	То же	То же	То же	То же	То же
6	K3.3	То же	То же	То же	То же	То же
7	K2.1	ФБ	138,7	300	Нет	550,0
8	K2.2	То же	То же	То же	То же	То же
9	K2.3	То же	То же	То же	То же	То же
10	K4.1	B80	105,6	450	То же	550,0
11	K4.2	То же	То же	То же	То же	То же
12	K4.3	То же	То же	То же	То же	То же
13	П1.1	B25	35	300	То же	486,0
14	П1.2	То же	То же	То же	То же	То же
15	П1.3	То же	То же	То же	То же	То же
16	П2.1	B25	35	300	Арм. 4 d8 мм	536,2
17	П2.2	То же	То же	То же	То же	То же
18	П2.3	То же	То же	То же	То же	То же
19	П3.1	B25	35	300	Эпокс. смола	486,0
20	П3.2	То же	То же	То же	То же	То же
21	П3.3	То же	То же	То же	То же	То же

Примечание: 1 – Определено на основании испытаний образцов-кубов

робетоном) повышается при установке дополнительных анкерных устройств в виде продольной арматуры, приваренной к стальному профилю.

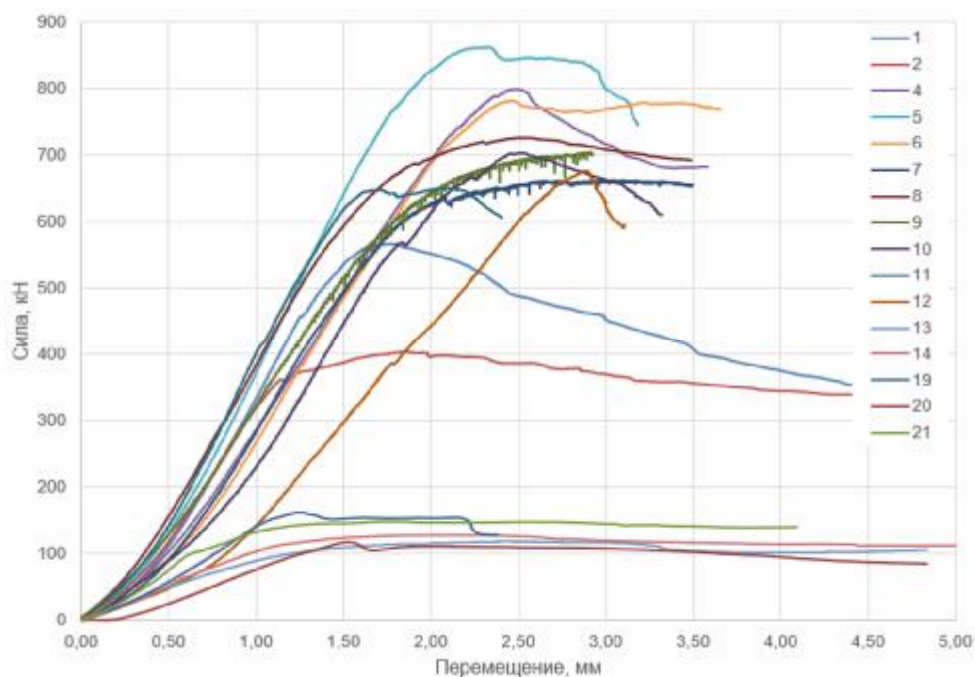


Рисунок 4 – Диаграммы работы моделей под нагрузкой

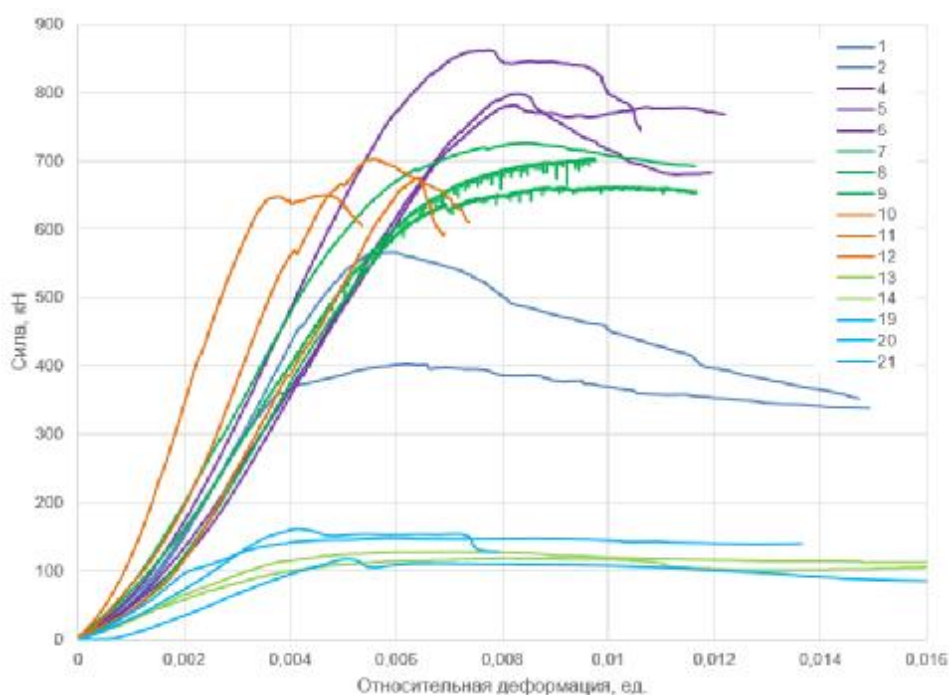


Рисунок 5 – Диаграммы зависимости относительных деформаций от силы

Характерные схемы разрушений представлены на рисунке 6. Разрушение моделей, в которых использованы бетоны обычной и высокой прочности, сопровождается образованием большого количества вертикальных (по коротким сторонам) и наклонных трещин (по длинным сторонам) раскрытием до 4 мм, а также со скалываем отдельных участков бетона. Фибробетон в составе моделей разрушается с образованием «рваных» и волосяных трещин с обнажением стальной фибры. Раскрытие трещин в фибробетоне не превышает 2-3 мм. Осмотр испытанных моделей также показал, что срыв контактной поверхности происходит по кон-

туру габарита двутаврового профиля, то есть бетон между полками двутавров не разрушается и деформаций сдвига внутри «пазух» двутавра не наблюдается.

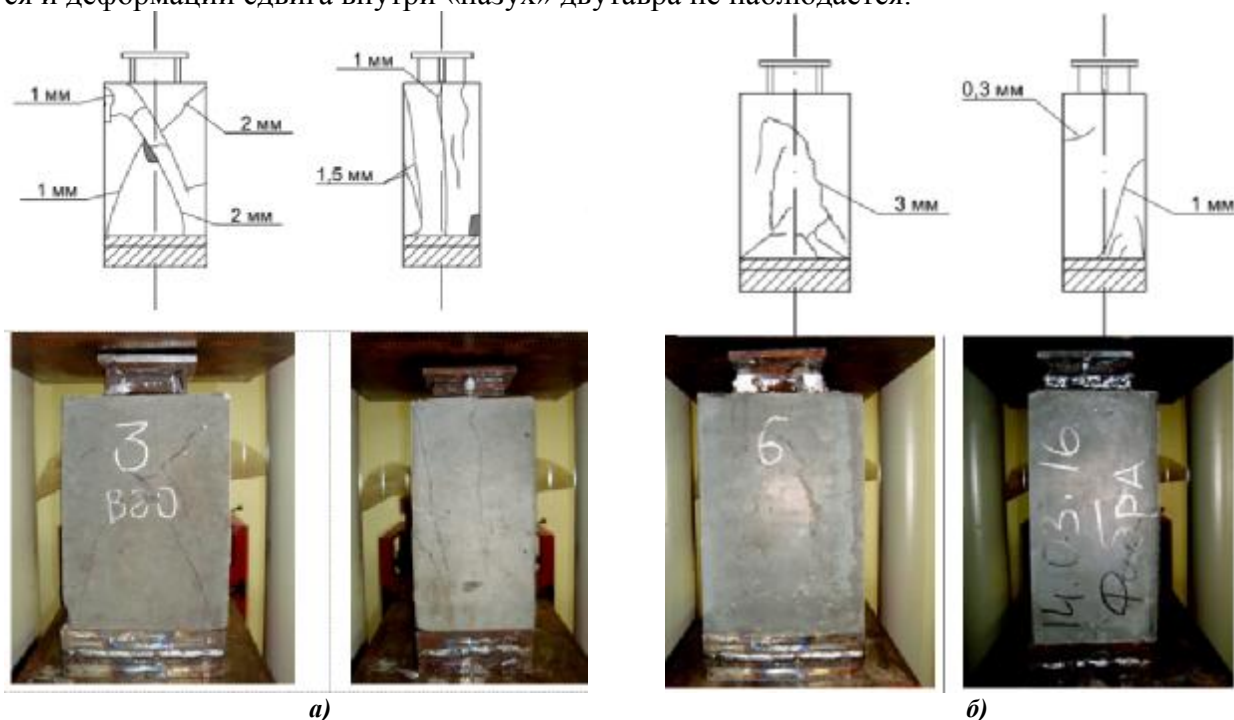


Рисунок 6 – Характерные схемы разрушения моделей, изготовленные с применением бетона В80 (а) и фибробетона (б)

Для расчетов конструкций наибольший интерес представляют первые два участка работы контактной поверхности, поэтому средние значения по каждой группе испытываемых моделей были аппроксимированы двухлинейными диаграммами (рисунок 7). Для построения диаграмм определены напряжения, соответствующие началу проскальзывания (столбец 10 в таблице 2) и напряжения при полном отрыве столбец 18 в таблице 2). Напряжения вычислены как отношение силы к соответствующей площади контактной поверхности стали и бетона.

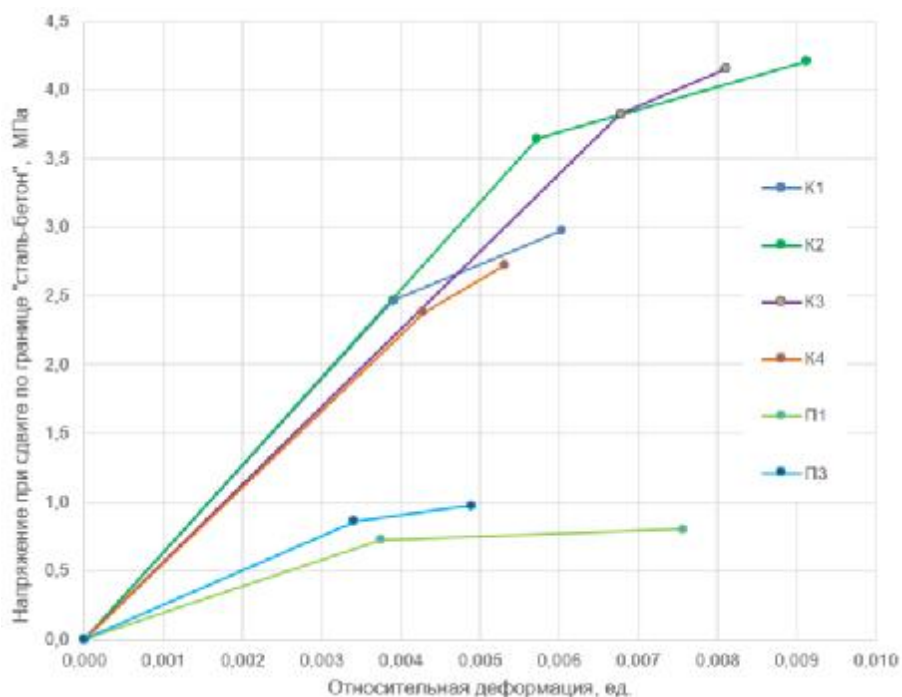


Рисунок 7 – Аппроксимированные диаграммы работы контактной поверхности «сталь-бетон»

Анализ аппроксимированных диаграмм показывает, что деформационные характеристики контактной поверхности «сталь-бетон» однозначно зависят от класса бетона по прочности на сжатие. На графике видно, что значения напряжений начала срыва контактной поверхности для групп моделей выполненные из одного материала (группы К1 и К4, К2 и К3, П1 и П3) показывают близкие значения (разброс не более 9%). Полученные результаты определения напряжений при сдвиге для групп моделей, изготовленных из одного бетона В80 (К1 и К4) и имеющих разную длину анкерówki (300 и 450 мм соответственно), показали близкие величины – 2,98 и 2,72 МПа. Это говорит об отсутствии зависимости величины сопротивления сдвигу от длины анкерówki.

Таблица 2 – Результаты испытаний

№ п/п	Индекс	Нагрузка начала проскальзывания, кН		Перемещение, соотв. началу проскальзывания, мм		Относительное перемещение, соотв. началу проскальзывания		Напряжения начала проскальзывания, МПа		МАХ нагрузка, кН		Перемещение, соотв. МАХ нагр, мм		Относительное перемещение, соотв. МАХ нагрузке		Напряжения при отрыве, МПа	
		Абс.	Ср.	Абс.	Ср.	Абс.	Ср.	Абс.	Ср.	Абс.	Ср.	Абс.	Ср.	Абс.	Ср.	Абс.	Ср.
1	К1.1	453		1,200		0,0040		2,75		580		1,773		0,0059		3,52	
2	К1.2	360	407	1,140	1,196	0,0038	0,0039	2,18	2,46	402	491	1,842	1,762	0,0061	0,0060	2,44	2,98
3	К1.3	241*		1,248		0,0041		1,46		309		1,671		0,0056		1,87	
4	К3.1	745		2,199		0,0073		3,82		796		2,526		0,0084		4,08	
5	К3.2	765	746	1,800	2,033	0,0060	0,0068	3,92	3,82	857	811	2,358	2,435	0,0078	0,0081	4,39	4,15
6	К3.3	729		2,100		0,0070		3,74		779		2,420		0,0080		3,59	
7	К2.1	684		1,779		0,0059		3,54		656		2,739		0,0081		3,98	
8	К2.2	622	602	1,596	1,717	0,0053	0,0057	3,77	3,65	725	694	2,547	2,736	0,0084	0,0091	4,39	4,21
9	К2.3	599		1,776		0,0059		3,63		701		2,922		0,0097		4,25	
10	К4.1	562		1,805		0,0040		2,27		703		2,552		0,0056		2,84	
11	К4.2	596	589	1,445	1,929	0,0032	0,0043	2,41	2,38	646	674	1,706	2,390	0,0037	0,0053	2,61	2,72
12	К4.3	610		2,538		0,0056		2,46		672		2,912		0,0064		2,72	
13	П1.1	97		1,140		0,0038		0,67		119		2,481		0,0082		0,82	
14	П1.2	117	107	1,110	0,950	0,0037	0,0038	0,80	0,72	128	124	2,055	1,762	0,0068	0,0076	0,88	0,80
15	П1.3	103*		0,600		0,0020		0,71		104		0,750		0,0025		0,71	
19	П3.1	143		1,017		0,0033		0,98		161		1,281		0,0042		1,10	
20	П3.2	101	125	1,065	1,023	0,0035	0,0034	0,69	0,86	116	142	1,362	1,456	0,0045	0,0049	0,80	0,97
21	П3.3	132		0,987		0,0032		0,91		148		1,755		0,0058		1,02	

Примечания
* - значение не учтено при вычислении среднего значения.

3. Определение расчетного сопротивления сцепления и коэффициентов анкерówki

Для определения расчетного сопротивления сцепления арматуры с бетоном R_{bond} в железобетонных конструкциях используется формула 10.2 из [11]:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \tag{1}$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; η_1 - коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры (равен 1,5 для гладкой ненапрягаемой арматуры, 2,0 для холоднодеформируемой арматуры периодического профиля); η_2 - коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным 1,0 для арматуры с диаметром менее или равным 32 мм и 0,9 для арматуры диаметром более 32 мм.

Формула 10.1 из [11] для определения требуемой длины анкерówki имеет вид:

$$l_{an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}, \tag{2}$$

где u_s – периметр сечения стержня, а $R_s A_s$ – несущая способность арматуры. Объединяя формулы 1 и 2 и обозначив $R_s A_s = N_s$, можно записать формулу для определения коэффициента η_2 :

$$\eta_2 = \frac{N_s}{l_{an} u_s R_{bt} \eta_1} \quad (3)$$

Результаты вычисления коэффициента η_2 сведены в таблицу 3 из которой видно, что для бетонов можно рекомендовать при выполнении расчетов использование значение коэффициента $\eta_2=0,3$, а для фибробетона, описанного в работе [9], $\eta_2=0,5$

В таблице 4 приведены величины расчетного сопротивления сцепления стальных элементов жесткой арматуры с бетоном R_{bond} с учетом приведенных выше коэффициентов, а также сравнение полученных величин со значением аналогичного сопротивления, принятого в Евроноормах [1]. Видно, что принятая в [1] величина, равная 0,3 МПа и не зависящая от класса прочности бетона, занижена на 11% для бетона В15, а для бетона В80 на 68%.

Таблица 3 – Определение коэффициента η_2 при определении расчетного сцепления арматуры с бетоном

Группа	Бетон	R_{bt} , МПа	u_s , см	u_s доп., см	l_{an} , см	η_1	η_1 доп.	N_s , кг	η_2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K1	В80	33,6	53,1	-	30	1,5	-	41488	0,516
K2	ФБ	71,3	53,1	-	30	1,5	-	61366	0,360
K3	ФБ	71,3	48,1	15,1	30	1,5	2,5	76045	0,323
K4	В80	33,6	53,1	-	45	1,5	-	60041	0,498
П1	В25	15,8	45,9	-	30	1,5	-	10907	0,334

Таблица 4 – Сравнение величин R_{bond}

Класс прочности бетона на сжатие	R_{bt} , МПа	η_1	η_2	R_{bond} , МПа	Eurocode 4 [1], МПа	Разница между значениями в столбцах 5 и 6
1	2	3	4	5	6	7
В15	0,75	1,5	0,3	0,34	0,3	11%
В20	0,9			0,41		26%
В25	1,05			0,47		37%
В30	1,15			0,52		42%
В35	1,3			0,59		49%
В40	1,4			0,63		52%
В45	1,5			0,68		56%
В50	1,6			0,72		58%
В60	1,8			0,81		63%
В70	1,9			0,86		65%
В80	2,1			0,95		68%

4. Выводы и рекомендации

1. Для определения несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь-бетон» в сталежелезобетонных конструкциях выполнены испытания 21 модели с использованием бетона В80 и В25, фибробетона со стальным сердечником в виде двутавра.

2. По результатам испытаний построены аппроксимированные двухлинейные диаграммы «напряжение – относительная деформация» для контактной поверхности «сталь-бетон» при приложении сдвигающей нагрузки (рисунок 7 и таблица 2). Диаграммы могут быть использованы при выполнении аналитических расчетов и численном моделировании сталежелезобетонных конструкций, работающих на внецентренное сжатие и изгиб.

3. Расчетное сопротивление сцепления элементов жесткой арматуры с бетоном или фибробетоном R_{bond} следует определять в зависимости от расчетного сопротивления бетона осевому растяжению R_{bt} по формуле 1 с использованием коэффициентов $\eta_1=1,5$ и $\eta_2=0,3$ для бетонов любого класса прочности на сжатие, а для фибробетона, описанного в работе [9], $\eta_2=0,5$.

4. Полученные результаты следует использовать при актуализации стандарта организации [2].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures.
2. СТО АРСС 11251254.001-2015 Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования [Текст]. – Ассоциация «Объединение участников бизнеса по развитию стального строительства – М.: Изд-во стандартов, 2015. – 68 с.
3. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой [Текст]. – М.: Стройиздат, 1978. – 55 с.
4. Васильев, А.П. Железобетон с жесткой арматурой [Текст]. – М.: Государственное издательство строительной литературы, 1941. – 123 с.
5. ГОСТ 8240-97 Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент [Текст]. – Введ. 01.01.2002. – М.: Изд-во стандартов.
6. ГОСТ 27772-88* Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия [Текст]. – Введ. 01.01.1989. – М.: Изд-во стандартов.
7. ГОСТ 8239-89 Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент [Текст]. – Введ. 01.07.1990. – М.: Изд-во стандартов.
8. ГОСТ Р 52544-2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия [Текст]. – Введ. 17.05.2006. – М.: Изд-во стандартов.
9. Каприелов, С.С. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива [Текст] / С.С. Каприелов, В.Г. Батраков, А.В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. – М.: 1999. – № 6. – С. 6-10.
10. Каприелов, С.С. Сверхвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций [Текст] / С.С. Каприелов, И.А. Чилин // Строительные материалы. – 2013. – № 7. – С. 28-30.
11. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. [Текст]: издание официальное. – М.: Минрегион России, 2012. – 156 с.
12. Щеткова, Е.А. Повышение прочности сцепления при сдвиге в зоне контакта «сталь-бетон» [Текст] / Е.А. Щеткова, Г.Г. Кашеварова // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – №6. – С. 70-75.

Травуш Владимир Ильич

ЗАО «ГОРПРОЕКТ», г. Москва

Доктор технических наук, профессор. Главный конструктор, заместитель генерального директора по научной работе. Вице-президент РААСН

E-mail: travush@mail.ru

Каприелов Семен Суменович

АО "НИЦ "Строительство", НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, г. Москва

Доктор технических наук, заведующий лабораторией

E-mail: kapriellov@mail.ru

Конин Денис Владимирович

АО "НИЦ "Строительство", ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, г. Москва

Кандидат технических наук, заведующий сектором ВЗиС

E-mail: konden@inbox.ru

Крылов Алексей Сергеевич

АО "НИЦ "Строительство", ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, г. Москва

Научный сотрудник

E-mail: kryl07@mail.ru

Кашеварова Галина Геннадьевна

Пермский Национальный Исследовательский Политехнический Университет, г. Пермь

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой СКВМ

E-mail: ggkash@mail.ru

Чилин Игорь Анатольевич

Предприятие "Мастер Бетон", г. Москва

Ведущий технолог

E-mail: pgsник87@mail.ru

V. TRAVUSH, S. KAPRIELOV, D. KONIN, A. KRYLOV, G. KASHEVAROVA, I. CHILIN

DETERMINATION OF THE BEARING CAPACITY IN SHEAR ON THE CONTACT SURFACE "STEEL-CONCRETE" OF STEEL-CONCRETE STRUCTURES FOR CONCRETES OF DIFFERENT COMPRESSIVE STRENGTH AND FIBER REINFORCED CONCRETE

The work of the shear contact surface steel-concrete composite models. Are the features used in the manufacture of material models and their characteristics. Diagrams of the models under load and patterns of destruction. The calculated stresses of the beginning of the slippage and tension arising from the gap on the border, "steel-concrete". The updated coefficient η_2 in determining the estimated clutch of armature with concrete. The values of the design resistance of the clutch elements rigid steel reinforcement with concrete, and the comparison of the values obtained with the same resistance value adopted in Eurocode 4.

Keywords: concrete, fiber concrete, concrete and steel structure, rigid fittings, flexible fittings, length of embedment, the contact shear strength.

BIBLIOGRAPHY

1. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures.
2. STO ARSS 11251254.001-2015 Stalezhelezobetonnyye konstruksii. Pravila proyektovaniya [Tekst]. – Asotsiatsiya «Ob'yedineniye uchastnikov biznesa po razvitiyu stal'nogo stroitel'stva – M.: Izd-vo standartov, 2015. – 68 s.
3. Rukovodstvo po proyektirovaniyu zhelezobetonnykh konstruksiy s zhestkoy armaturoy [Tekst]. – M.: Stroyizdat, 1978. – 55 s.
4. Vasil'yev, A.P. Zhelezobeton s zhestkoy armaturoy [Tekst]. – M.: Gosudarstvennoye izdatel'stvo stroitel'noy literatury, 1941. – 123 s.
5. GOST 8240-97 Shvellery stal'nyye goryachekatanye. Sortiment [Tekst]. – Vved. 01.01.2002. – M.: Izd-vo standartov.
6. GOST 27772-88* Prokat dlya stroitel'nykh stal'nykh konstruksiy. Obshchiye tekhnicheskiye usloviya [Tekst]. – Vved. 01.01.1989. – M.: Izd-vo standartov.
7. GOST 8239-89 Dvutavry stal'nyye goryachekatanye. Sortiment [Tekst]. – Vved. 01.07.1990. – M.: Izd-vo standartov.
8. GOST R 52544-2006 Prokat armaturnyy svarivayemyy periodicheskogo profilya klassov A500S i V500S dlya armirovaniya zhelezobetonnykh konstruksiy. Tekhnicheskiye usloviya [Tekst]. – Vved. 17.05.2006. – M.: Izd-vo standartov.
9. Kapriylov, S.S. Modifitsirovannyye betony novogo pokoleniya: real'nost' i perspektiva [Tekst] / S.S. Kapriylov, V.G. Batrakov, A.V. Sheynfel'd // Beton i zhelezobeton. – M.: 1999. – № 6. – S. 6-10.
10. Kapriylov, S.S. Sverkhvysokoprochnyy samouplotnyayushchiysya fibrobeton dlya monolitnykh konstruksiy [Tekst] / S.S. Kapriylov, I.A. Chilin // Stroitel'nyye materialy. – 2013. – № 7. – S. 28-30.
11. SP 63.13330.2012 Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003. [Tekst]: izdaniye ofitsial'noye. – M.: Minregion Rossii, 2012. – 156 s.
12. Shchetkova, Ye.A. Povyseniye prochnosti stsepleniya pri sdvige v zone kontakta «stal'-beton» [Tekst] / Ye.A. Shchetkova, G.G. Kashevarova // Vestnik grazhdanskikh inzhenerov. – 2015. – №6. – S. 70-75.

V. Travush

GORPROJECT, Moscow

Doctor of technical Sciences, Professor. Chief designer, Deputy General Director on scientific work. Vice-President of Russian Academy of architecture and construction Sciences

E-mail: travushvi@gorproject.ru

S. Kapriylov

Research Center of Construction NIIZHB n.aft. A.A. Gvozdev, Moscow

Doctor of technical Sciences, head of laboratory

E-mail: kapriylov@mail.ru

D. Konin

Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow

Candidate of technical Sciences, Chief manager of Sector HRB&C

E-mail: konden@inbox.ru

A. Krylov

Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow

Researcher

E-mail: kryl07@mail.ru

G. Kashevarova

Perm national Research Polytechnic University, Perm

Doctor of technical Sciences, Professor, head of Department Scum

E-mail: ggkash@mail.ru

I. Chilin

Enterprise "Master Concrete", Moscow

Senior process engineer

E-mail: pgsник87@mail.ru

ТУРКОВ А.В

МЕТОД ОЦЕНКИ ЖИВУЧЕСТИ СИСТЕМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВЕСОВЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Предложен метод оценки живучести статически неопределимых систем с использованием весовых коэффициентов отдельных элементов конструкций. Метод основан на эффекте перераспределения усилий (напряжений) между элементами конструкции при разрушении наиболее напряжённого элемента. Предложены зависимости показателя живучести G в зависимости от количества элементов в системе и степени перераспределения усилий (напряжений) между элементами конструкций. Рассмотрены двухпролётные шарнирно опёртые балки, нагруженные 5 типами нагрузок, вычислены весовые коэффициенты отдельных элементов и показатели живучести

Ключевые слова: живучесть конструкции, весовой коэффициент элемента, показатель живучести, нагрузка.

В настоящее время существует несколько подходов для обеспечения живучести зданий и сооружений при запроектных воздействиях. Нельзя не согласиться с авторами [1], что «...Понимание этой проблемы выходит сегодня за рамки традиционного представления конструктивной безопасности как обеспечения выполнения требований предельных состояний I и II групп и требует отдельного анализа». С принятием федерального закона РФ № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» для особо ответственных зданий и сооружений необходимо разработать методику расчёта на отказ системы при выключении одного из элементов этой системы.

На сегодняшний день исследования по созданию таких методов ведутся достаточно интенсивно. Следует отметить работы В.О. Алмазова [1, 2], В.М. Бондаренко [3, 4], Г.А. Генниева [5], Н.В. Ключевой и её учеников [6, 7, 8, 9, 10, 11], В.И. Колчунова [12, 13], Ю.П. Назарова [14], К.П. Пятикрестовского [15, 16], А.Г. Тамразяна [17, 18] и др. посвящённые оценке усилий в элементах сооружений при импульсных воздействиях. При этом в большинстве работ рассматриваются элементы железобетонных конструкций и соответствующие критерии прочности железобетона, реже – деревянных с соответствующими критериями прочности. Одной из последних работ в этом направлении является монография Н.В. Ключевой и Н.Б. Андросовой [11], посвящённая обеспечению конструктивной безопасности зданий и сооружений.

Нами предлагается новый подход к оценке живучести конструктивных стержневых систем, основанный на оценке перераспределения напряжений в элементах сооружений после разрушения одного из стержней. Под живучестью понимается «... свойство статически неопределимой конструктивной системы сопротивляться прогрессирующему (лавинообразному) разрушению при отказе одного из её наиболее нагруженного элемента...» [1]. За критерий живучести предлагается принять показатель живучести G , определяемый в зависимости от степени перераспределения напряжений во всех элементах системы:

$$G_{\sigma} = \frac{\sum_{i=1}^n n_i \cdot V_i^{\sigma}}{\sum_{i=1}^n n_i}, \quad G_{\sigma ef} = \frac{\sum_{i=1}^n n_i \cdot V_i^{\sigma ef}}{\sum_{i=1}^n n_i}, \quad G_{\tau} = \frac{\sum_{i=1}^n n_i \cdot V_i^{\tau}}{\sum_{i=1}^n n_i}, \quad (1)$$

где n – количество стержней в системе после разрушения одного стержня; V – весовые коэффициенты каждого стержня, отображающие в общем случае прирост напряжений в них в ре-

зультате перераспределения усилий (напряжений), вызванных разрушением наиболее нагруженного элемента или опоры: V^σ – весовой коэффициент для нормальных напряжений; $V^{\sigma ef}$ – то же, приведённых напряжений; V^τ – то же, касательных напряжений.

Весовые коэффициенты в общем случае определяются с учётом статического и динамического догружений:

$$V^\sigma = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\sigma_1 + \Delta\sigma_{стат} + \Delta\sigma_{дин}}{\sigma_1}; \quad V^{\sigma ef} = \frac{\sigma_{2ef}}{\sigma_{1ef}} = \frac{\sigma_{1ef} + \Delta\sigma_{ef стат} + \Delta\sigma_{ef дин}}{\sigma_{1ef}};$$

$$V^\tau = \frac{\tau_2}{\tau_1} = \frac{\tau_1 + \Delta\tau_{стат} + \Delta\tau_{дин}}{\tau_1}, \quad (2)$$

где $\sigma_1, \sigma_{1ef}, \tau_1$ – наибольшие нормальные, приведённые и касательные напряжения в стержне до разрушения одного наиболее нагруженного элемента; $\sigma_2, \sigma_{2ef}, \tau_2$ – то же, после разрушения одного элемента системы; $\Delta\sigma_{стат}, \Delta\sigma_{ef стат}, \Delta\tau_{стат}$ – статическая составляющая соответствующих догрузений; $\Delta\sigma_{дин}, \Delta\sigma_{ef дин}, \Delta\tau_{дин}$ – то же, динамическая составляющая.

Для выполнения исследований сформулируем некоторые рабочие гипотезы и расчётные допущения, частично принятые по [11].

1. Причины разрушения одного наиболее нагруженного элемента или опоры системы не рассматриваются. Для стальных элементов это могут быть запроектные воздействия на данный элемент, коррозионные процессы и как результат уменьшение размеров сечения, разрушение узлов элемента и т.п.

2. Рассматриваются статически неопределимые системы.

3. Не рассматриваются системы, в которых разрушение одного элемента или одной опоры переводит систему в геометрически изменяемую.

4. Нагрузка, действующая изначально на разрушившийся элемент, в дальнейшем на систему не действует, если только за счёт конструктивных особенностей системы не перераспределяется на другие элементы.

5. При оценке живучести системы рассматривается только первая группа предельных состояний.

6. Расчёт ведётся по деформированной схеме. Влияние начальных деформаций перед разрушением элемента на показатель живучести необходимо уточнить при последующих исследованиях.

7. Критерием разрушения стержней для центрально и внецентренно сжатых элементов является расчётное сопротивление стали, принятое по пределу текучести R_y . Для растянутых, изгибаемых и сжатых элементов с малой гибкостью, потеря устойчивости которых невозможна, расчётное сопротивление стали принимается по временному сопротивлению R_u .

8. Возникновение пластического шарнира в растянутых, изгибаемых и сжатых элементов с малой гибкостью не является критерием разрушения, так как сталь после текучести работает в стадии самоупрочнения.

9. Опоры представляются в виде отдельных стержней, которые также могут разрушаться. Опоры, реакция в которых от действующей нагрузки равна нулю, из расчёта на живучесть исключаются.

В качестве примера рассмотрим одну из простейших статически неопределимых систем – двухпролётную шарнирно опертую балку при действии нескольких типов нагрузок. Расчётные схемы балок приведены на рисунке 1.

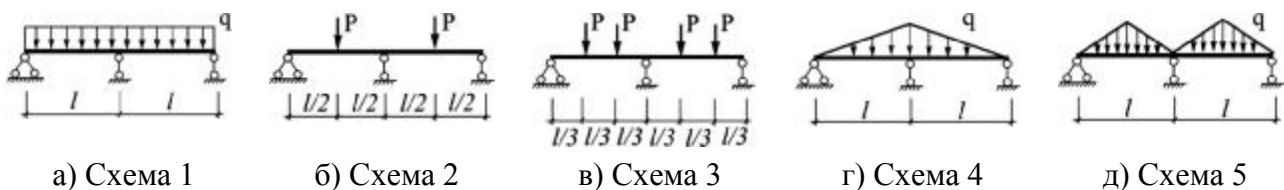


Рисунок 1 – Расчётные схемы двухпролётных балок

Конструкция выполнена в виде прокатной стальной двутавровой балки с уклоном полок №40 по ГОСТ 8239-89 постоянного сечения, момент сопротивления $W_x = 953 \text{ см}^3$. Материал балок – сталь класса прочности С235 по ГОСТ 27772-88; расчётное сопротивление, принятое по пределу текучести, составляет $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$; расчётное сопротивление, принятое по временному сопротивлению, составляет $R_u = 35 \text{ кН/см}^2$. Нагрузка подбиралась таким образом, чтобы запас прочности по нормальным напряжениям для всех элементов, включая опоры, находился в пределах 4,5...5%. На первом этапе тестовых исследований по предлагаемой методике ограничимся рассмотрением недеформированной схемы и только нормальных напряжений и только статическим приращением напряжений, то есть весовой коэффициент представим в виде:

$$V^\sigma = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\sigma_1 + \Delta\sigma_{\text{стат}}}{\sigma_1} \quad (3)$$

В связи с тем, что расчётная балка принята постоянного сечения, весовые коэффициенты, учитывающие нормальные напряжения в элементах балки, можно представить в виде:

$$V^\sigma = \frac{M_2}{M_1} = \frac{M_1 + \Delta M_{\text{стат}}}{M_1} \quad (4)$$

Опоры представим в виде стержней малой гибкости, установленных по направлению опорных реакций, которые для рассматриваемых расчётных схем будут работать на нормальную силу от опорных реакций, и весовые коэффициенты для элементов опор представим в виде:

$$V^\sigma = \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{Q_1 + \Delta Q_{\text{стат}}}{Q_1} = \frac{N_1 + \Delta N_{\text{стат}}}{N_1} \quad (5)$$

где N – опорные реакции балки.

Таким образом, весовой коэффициент системы будет складываться из весовых коэффициентов правого и левого пролётов, а также крайних и средней опор. Рассматриваются следующие схемы разрушений:

- разрушение правого пролёта;
- разрушение правой опоры;
- разрушение средней опоры.

Результаты исследований представлены в таблицах 1...3.

Предельное значение показателя живучести G вычислялось решением обратной задачи по определению предельной нагрузки и соответствующим предельным моментам и реакциям опор, которые определялись как:

$$M_{\text{пред}} = W \cdot R_u ; \quad (6)$$

$$N_{\text{пред}} = A \cdot R_u , \quad (7)$$

и в расчёт принималось наибольшее значение показателя живучести.

Очевидно, что оценку живучести системы необходимо проводить по показателю живучести для первого предельного состояния. Для рассматриваемой задачи прогрессирующее (лавинообразное) разрушение не происходит, когда выполняются условие:

$$G \leq G_{\text{пред}} , \quad \sigma_2 \leq R_y , \quad \sigma_2 \leq R_u . \quad (8)$$

Таблица 1 – Оценка живучести двухпролётной балки при разрушение правого пролёта

№№ схе- мы балки	Обозначе- ние усилия	Значения усилий (кН·м, кН)		σ до раз- рушения	σ после разруше- ния	Весовой ко- эффициент V	Показа- тель жи- вучести G	Предель- ное значе- ние пока- зателя жи- вучести $G_{пред}$
		До разруше- ния	После разру- ше-ния					
Схе- ма 1	$M_{лев\ пролёт}$	208,18	208,18	21,84	21,84	1	0,674	1,201
	$M_{пр\ пролёт}$	208,18	0	21,84	0	0		
	$N_{оп\ лев}$	107	138,8	21,4	27,8	1,297		
	$N_{оп\ сред}$	348	138,8	21,75	8,7	0,399		
	$N_{оп\ пр}$	107	0	21,4	0	0		
Схе- ма 2	$M_{лев\ пролёт}$	209,00	228,00	21,93	23,92	1,091	0,764	1,196
	$M_{пр\ пролёт}$	209,00	0	21,93	0	0		
	$N_{оп\ лев}$	47,5	76	21,6	34,5	1,600		
	$N_{оп\ сред}$	208,9	76	21,9	8,2	0,664		
	$N_{оп\ пр}$	47,5	0	21,6	0	0		
Схе- ма 3	$M_{лев\ пролёт}$	208,25	156,20	21,85	16,39	0,750	0,656	1,201
	$M_{пр\ пролёт}$	208,25	0	21,85	0	0		
	$N_{оп\ лев}$	52,1	78,1	21,7	34,7	1,500		
	$N_{оп\ сред}$	208,2	78,1	21,9	9,2	0,375		
	$N_{оп\ пр}$	52,1	0	21,7	0	0		
Схе- ма 4	$M_{лев\ пролёт}$	208,60	97,90	21,89	10,27	0,469	0,638	1,199
	$M_{пр\ пролёт}$	208,60	0	21,89	0	0		
	$N_{оп\ лев}$	25,4	42	21,2	34,7	1,654		
	$N_{оп\ сред}$	203,5	87,3	21,9	8,2	0,429		
	$N_{оп\ пр}$	25,4	0	21,2	0	0		
Схе- ма 5	$M_{лев\ пролёт}$	208,68	159,00	21,90	16,7	0,762	0,649	1,198
	$M_{пр\ пролёт}$	208,68	0	21,90	0	0		
	$N_{оп\ лев}$	54,7	79,5	21,9	34,85	1,453		
	$N_{оп\ сред}$	208,7	79,5	22,0	8,36	0,381		
	$N_{оп\ пр}$	54,7	0	21,9	0	0		

Таблица 2 – Оценка живучести двухпролётной балки при разрушение правой опоры

№№ схе- мы балки	Обозначе- ние усилия	Значения усилий (кН·м, кН)		σ до раз- рушения	σ после разруше- ния	Весовой ко- эффициент V	Показа- тель жи- вучести G	Предель- ное значе- ние пока- зателя жи- вуче- сти $G_{пред}$
		До разруше- ния	После разру- ше-ния					
Схе- ма 1	$M_{лев\ пролёт}$	208,18	495,00	21,84	51,94	2,378	1,427	1,201
	$M_{пр\ пролёт}$	208,18	495,00	21,84	51,94	2,378		
	$N_{оп\ лев}$	107	0	21,4	0	0		
	$N_{оп\ сред}$	348	330,8	21,75	21,1	0,951		
	$N_{оп\ пр}$	107	0	21,4	0	0		
Схе- ма 2	$M_{лев\ пролёт}$	209,00	456,00	21,93	47,84	2,182	1,4554	1,196
	$M_{пр\ пролёт}$	209,00	456,00	21,93	47,84	2,182		
	$N_{оп\ лев}$	47,5	0	21,6	0	0		
	$N_{оп\ сред}$	208,9	304,0	21,9	32,0	1,455		
	$N_{оп\ пр}$	47,5	0	21,6	0	0		
Схе- ма 3	$M_{лев\ пролёт}$	208,25	468,60	21,85	49,17	2,250	1,500	1,201
	$M_{пр\ пролёт}$	208,25	468,60	21,85	49,17	2,250		
	$N_{оп\ лев}$	52,1	0	21,7	0	0		
	$N_{оп\ сред}$	208,2	312,4	21,9	32,9	1,500		
	$N_{оп\ пр}$	52,1	0	21,7	0	0		
Схе- ма 4	$M_{лев\ пролёт}$	208,60	254,40	21,89	26,69	1,220	0,929	1,198
	$M_{пр\ пролёт}$	208,60	254,40	21,89	26,69	1,220		
	$N_{оп\ лев}$	25,4	0	21,2	0	0		
	$N_{оп\ сред}$	203,5	259,5	21,9	27,9	1,275		
	$N_{оп\ пр}$	25,4	0	21,2	0	0		

Продолжение таблицы 2

№№ схемы балки	Обозначение усилия	Значения усилий (кН·м, кН)		σ до разрушения	σ после разрушения	Весовой коэффициент <i>V</i>	Показатель живучести <i>G</i>	Предельное значение показателя живучести <i>G</i> _{пред}
		До разрушения	После разрушения					
Схема 5	М _{лев пролёт}	208,68	477,00	21,90	50,05	2,286	1,524	1,198
	М _{пр пролёт}	208,68	477,00	21,90	50,05	2,286		
	Н _{оп лев}	54,7	0	21,9	0	0		
	Н _{оп сред}	208,7	318,0	22,0	33,5	1,524		
	Н _{оп пр}	54,7	0	21,9	0	0		

Таблица 3 – Оценка живучести двухпролётной балки при разрушение средней опоры

№№ схемы балки	Обозначение усилия	Значения усилий (кН·м, кН)		σ до разрушения	σ после разрушения	Весовой коэффициент <i>V</i>	Показатель живучести <i>G</i>	Предельное значение показателя живучести <i>G</i> _{пред}
		До разрушения	После разрушения					
Схема 1	М _{лев пролёт}	208,18	49500	21,84	51,94	2,378	1,960	1,601
	М _{пр пролёт}	208,18	49500	21,84	51,94	2,378		
	Н _{оп лев}	107	165	21,4	33,0	1,542		
	Н _{оп сред}	348	0	21,75	0	0		
	Н _{оп пр}	107	165	21,4	33,0	1,542		
Схема 2	М _{лев пролёт}	209,00	45600	21,93	47,84	2,181	2,691	1,595
	М _{пр пролёт}	209,00	45600	21,93	47,84	2,181		
	Н _{оп лев}	47,5	152	21,6	69,1	3,200		
	Н _{оп сред}	208,9	0	21,9	0	0		
	Н _{оп пр}	47,5	152	21,6	69,1	3,200		
Схема 3	М _{лев пролёт}	208,25	46860	21,85	49,17	2,250	2,621	1,601
	М _{пр пролёт}	208,25	46860	21,85	49,17	2,250		
	Н _{оп лев}	52,1	156,2	21,7	65,1	2,999		
	Н _{оп сред}	208,2	0	21,9	0	0		
	Н _{оп пр}	52,1	156,2	21,7	65,1	2,999		
Схема 4	М _{лев пролёт}	208,60	50880	21,89	53,4	2,439	3,732	1,598
	М _{пр пролёт}	208,60	50880	21,89	53,4	2,439		
	Н _{оп лев}	25,4	127,2	21,2	106,0	5,008		
	Н _{оп сред}	203,5	0	21,9	0	0		
	Н _{оп пр}	25,4	127,2	21,2	106,0	5,008		
Схема 5	М _{лев пролёт}	208,68	47700	21,90	50,05	2,286	2,596	1,597
	М _{пр пролёт}	208,68	47700	21,90	50,05	2,286		
	Н _{оп лев}	54,7	159	21,9	63,6	2,907		
	Н _{оп сред}	208,7	0	22,0	0	0		
	Н _{оп пр}	54,7	159	21,9	63,6	2,907		

Представляет интерес суммарная величина показателя живучести, приведённая в таблице 4. В таблице 4 просуммированы показатели живучести для каждого типа нагрузки по всем рассматриваемым схемам разрушения.

Таблица 4 – Суммарные показатели живучести двухпролётной балки по возможным схемам разрушения

	Схема 1	Схема 2	Схема 3	Схема 4	Схема 5
ΣG_i	4,061	4,910	4,777	5,290	4,769
ΣG_i пред	4,003	3,907	4,003	3,995	3,993

Анализ данных таблицы 4 показывает, что для всех типов нагрузки фактический показатель живучести выше предельного даже без учёта динамической составляющей приращения нормальных напряжений. Это обстоятельство свидетельствует о том, что двухпролётная шарнирно опертая балка в целом подвержена лавинообразному разрушению. Очевидно, что при учёте динамической составляющей приращения напряжений показатели живучести возрастут, что в ещё большей степени снизит живучесть системы.

Заключение. Предложенная методика и полученные результаты не противоречат физическому смыслу задачи. Небольшая степень статической неопределимости рассмотренной системы ограничивает возможности эффективно перераспределять усилия между элементами. Это означает, что и напряжения в этих элементах увеличиваются весьма существенно, что приводит к возможности прогрессирующего (лавинообразного) разрушения. Можно предположить, что с увеличением степени статической неопределимости (для неразрезных балок – увеличение количества пролётов) предельные показатели живучести будут увеличиваться с одновременным снижением весовых коэффициентов и фактических показателей живучести.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алмазов, В.О. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов [Текст]/В.О. Алмазов, Као Зуй Кхой// Промышленное и гражданское строительство. –2010.–№4.–С. 52-56.
2. Алмазов, В.О. Сопrotивление прогрессирующему разрушению в многоэтажных каркасах рамного типа [Текст]/В.О. Алмазов//Высотные и большепролётные здания. Технология инженерной безопасности и надёжности. – М.: МГСУ, 2005. – С. 20-26.
3. Бондаренко В.М. Концепция и направление развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях [Текст]/В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов// Промышленное и гражданское строительство. –2013.–№2.–С. 28-31.
4. Бондаренко, В.М. Ещё раз о конструктивной безопасности и живучести зданий [Текст]/В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева// РААСН. Юбилейный выпуск к 15-летию РААСН/ Вестник отделения строительных наук. –2007. –№11. – С. 81-86.
5. Гениев, Г.А. Экспериментально-теоретические исследования неразрезных балок при аварийном выключении из работы отдельных элементов [Текст]/А.Г. Гениев, Н.В. Клюева// Известия вузов. Строительство. – 2000. –С. 24-26.
6. Клюева, Н.В. К анализу живучести внезапно повреждаемых рамных систем [Текст]/Н.В. Клюева, В.С. Фёдоров// Строительная механика и расчёт сооружений. – 2006. –№3. – С. 7-13.
7. Клюева, Н.В. К оценке живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем при внезапных запроектных воздействиях [Текст]/ Н.В. Клюева, О.А. Ветрова//Бетон и железобетон. 2008. – №4. –С. 56-57.
8. Клюева, Н.В. К построению критериев живучести коррозионно повреждаемых железобетонных конструктивных систем [Текст]/Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова// Строительная механика и расчёт сооружений. – 2009. –№1. – С. 29-34.
9. Клюева, Н.В. Метод экспериментального определения параметров живучести железобетонных стержневых систем [Текст]/Н.В. Клюева, А.С. Бухтиярова, А.А. Дорофеев//Строительная наука 2010: теория, практика, инновации Северо-Арктическому региону: Сборник научных трудов Международной научно-практической конференции. – Архангельск: Северный (Арктический) федеральный университет, 2010. – С. 191-200.
10. Андросова, Н.Б. К определению критериев живучести фрагмента пространственной рамно-стержневой системы [Текст]/Н.Б. Андросова, А.С. Бухтиярова, Н.В. Клюева//Строительство и реконструкция. – 2010.–№6.–С. 3-7.
11. Клюева, Н.В. Конструктивная безопасность зданий и сооружений: монография, издание 2-е, перер. и доп./ Н.В. Клюева, Н.Б. Андросова. – Курск: ООО «Планета», 2014. –82 с.
12. Колчунов, В.И. К расчёту живучести внезапно повреждаемых железобетонных рам с элементами составного сечения [Текст]/В.И. Колчунов, Е.А. Скобелева, Н.В. Клюева//Academia. Архитектура и строительство.–М.:РААСН, –2006.–№3.– С.23-26.
13. Колчунов, В.И. Экспериментально-теоретические исследования живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельного элемента [Текст]/В.И. Колчунов, Н.О. Прасолов, Л.В. Кожаринова//Сборник материалов III академических чтений «Актуальные вопросы строительной физики.–2011.
14. Назаров Ю.П. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях [Текст]/Ю.П. Назаров, А.С. Городецкий, В.М. Симбиркин//Строительная механика и расчёт сооружений.– 2009.–№4.– С. 5-9.

15. Пятикрестовский, К.П. Исследование живучести панели и цилиндрических оболочек из дерева на статические и динамические запроектные воздействия [Текст]/К.П. Пятикрестовский, И.В. Лебедева// Строительная механика и расчёт сооружений.– 2007.–№2.– С. 56-61.
16. Пятикрестовский, К.П. Расчёт пространственных конструкций на статические и динамические запроектные воздействия [Текст]/К.П. Пятикрестовский, А.Г. Гениев, И.В. Лебедева//Сборник докладов международного конгресса МКПК. Т.1.–М.–1998.–С. 274-282.
17. Тамразян, А.Г. Оценка риска разрушения междуэтажных перекрытий высотных зданий при особых динамических воздействиях [Текст]/А.Г. Тамразян// В 3-х частях. Ч. 1. Тематическая научно-практическая конференция «Городской строительный комплекс и безопасность жизнеобеспечения граждан» Сб. докладов. – М.МГСУ, 2005. 9-10 ноября. –С. 173-179.
18. Тамразян, А.Г. Ресурс живучести – основной критерий решений высотных зданий [Текст]/А.Г. Тамразян//Жилищное строительство.– 2010.–№1.–С.15-18.

Турков Андрей Викторович

ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева», г. Орел.

Доктор технических наук, заведующий кафедрой «Городское строительство и хозяйство».

E-mail: aturkov@bk.ru

A. TURKOV

METHOD OF ASSESSMENT SURVIVABILITY USING WEIGHTS FACTORS OF ELEMENTS STEEL STRUCTURES

A method for estimating the survivability of statically indeterminate systems using weights of individual structural elements. The method is based on the effect of pererasedeleniya effort (on-voltages) between structural elements in the destruction of the most stressful element. Dependences vitality indicator G based on the number of elements in the system and the degree of effort redeployment (voltage) between structural members. Considered dvuhprolëtnye opërtye hinged beams loaded 5 types of loads, calculated weights of individual elements and indicators of vitality

Keywords: survivability design, weighting element, the index of vitality, the load.

BIBLIOGRAPHY

1. Almazov, V.O. Dinamika progressiruyushchego razrusheniya monolitnykh mnogoetazhnykh karkasov [Tekst]/V.O. Almazov, Kao Zuy Kkhoy// Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. –2010.–№4.–S. 52-56.
2. Almazov, V.O. Soprotivleniye progressiruyushchemu razrusheniyu v mnogoetazhnykh karkasov ramnogo tipa [Tekst]/V.O. Almazov//Vysotnyye i bol'sheproletnyye zdaniya. Tekhnologiya inzhenernoy bezopasnosti i nadozhnosti. – М.: МGSU, 2005. – S. 20-26.
3. Bondarenko V.M. Kontsepsiya i napravleniye razvitiya teorii konstruktivnoy bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy pri silovykh i sredovykh vozdeystviyakh [Tekst]/V.M. Bondarenko, V.I. Kolchunov// Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. –2013.–№2.–S. 28-31.
4. Bondarenko, V.M. Yeshcho raz o konstruktivnoy bezopasnosti i zhivuchesti zdaniy [Tekst]/V.M. Bondarenko, V.I. Kolchunov, N.V. Klyuyeva// RAASN. Yubileynyy vypusk k 15-letiyu RAASN/ Vestnik otdeleniya stroitel'nykh nauk. –2007. –№11. – S. 81-86.
5. Geniyev, G.A. Eksperimental'no-teoreticheskiye issledovaniya nerazrezykh balok pri avariynom vyklyuchenii iz raboty otdel'nykh elementov [Tekst]/A.G. Geniyev, N.V. Klyuyeva// Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo. – 2000. –S. 24-26.
6. Klyuyeva, N.V. K analizu zhivuchesti vnezapno povrezhdayemykh ramnykh sistem [Tekst]/N.V. Klyuyeva, V.S. Fodorov// Stroitel'naya mekhanika i raschot sooruzheniy. – 2006. –№3. – S. 7-13.
7. Klyuyeva, N.V. K otsenke zhivuchesti zhelezobetonnykh ramno-sterzhnevnykh konstruktivnykh sistem pri vnezapnykh zaproyektnykh vozdeystviyakh [Tekst]/ N.V. Klyuyeva, O.A. Vetrova//Beton i zhelezobeton. 2008. – №4. –S. 56-57.
8. Klyuyeva, N.V. K postroyeniyu kriteriyev zhivuchesti korrozionno povrezhdayemykh zhelezobetonnykh konstruktivnykh sistem [Tekst]/N.V. Klyuyeva, N.B. Androsova// Stroitel'naya mekhanika i raschot sooruzheniy. – 2009. –№1. – S. 29-34.
9. Klyuyeva, N.V. Metod eksperimental'nogo opredeleniya parametrov zhivuchesti zhelezobetonnykh sterzhnevnykh sistem [Tekst]/N.V. Klyuyeva, A.S. Bukhtiyarova, a.A. Dorofeyev//Stroitel'naya nauka 2010: teoriya, praktika, innovatsii Severo-Arkticheskoy regionu: Sbornik nauchnykh trudov Mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii. – Arkhangel'sk: Severnyy (Arkticheskii) federal'nyy universitet, 2010. – S. 191-200.

10. Androsova, N.B. K opredeleniyu kriteriyev zhivuchesti fragmenta prostranstvennoy ramno-sterzhnevoy sistemy [Tekst]/N.B. Androsova, A.S. Bukhtiyarova, N.V. Klyuyeva//Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. –2010.–№6.–S. 3-7.
11. Klyuyeva, N.V. Konstruktivnaya bezopasnost' zdaniy i sooruzheniy: monografiya, izdaniye 2-ye, pe-rer. i dop./ N.V. Klyuyeva, N.B. Androsova. – Kursk: OOO «Planeta», 2014. –82 s.
12. Kolchunov, V.I. K raschotu zhivuchesti vnezapno povrezhdayemykh zhelezobetonnykh ram s elementami sostavnogo secheniya [Tekst]/V.I. Kolchunov, Ye.A. Skobeleva, N.V. Klyuyeva//Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo.–M.:RAASN, –2006.–№3.– S.23-26.
13. Kolchunov, V.I. Eksperimental'no-teoreticheskiye issledovaniya zhivuchesti zhelezobetonnykh ram pri potere ustoychivosti otdel'nogo elementa [Tekst]/V.I. Kolchunov, N.O. Prasolov, L.V. Kozharino-va//Sbornik materialov III akademicheskikh chteniy «Aktual'nyye voprosy stroitel'noy fiziki.–2011.
14. Nazarov YU.P. K probleme obespecheniya zhivuchesti stroitel'nykh konstruksiy pri avariynnykh vozdeystviyakh [Tekst]/YU.P. Nazarov, A.S. Gorodetskiy, V.M. Simbirkin//Stroitel'naya mekhanika i raschot sooruzheniy.– 2009.–№4.– S. 5-9.
15. Pyatikrestovskiy, K.P. Issledovaniye zhivuchesti paneli i tsilindricheskikh obolochek iz dereva na staticheskiye i dinamicheskiye zaproyektnyye vozdeystviya [Tekst]/K.P. Pyatikrestovskiy, I.V. Lebedeva// Stroitel'naya mekhanika i raschot sooruzheniy.– 2007.–№2.– S. 56-61.
16. Pyatikrestovskiy, K.P. Raschot prostranstvennykh konstruksiy na staticheskiye i dinamicheskiye zaprektnyye vozdeystviya [Tekst]/K.P. Pyatikrestovskiy, A.G. Geniyev, I.V. Lebedeva//Sbornik dokladov mezhdunarodnogo kongressa MKPK. T.1.–M.–1998.–C. 274-282.
17. Tamrazyan, A.G. Otsenka riska razrusheniya mezhduetazhnykh perekrytiy vysotnykh zdaniy pri oso-bykh dinamicheskikh vozdeystviyakh [Tekst]/A.G. Tamrazyan// V 3-kh chastyakh. CH. 1. Tematicheskaya nauchno-prakticheskaya konferentsiya «Gorodskoy stroitel'nyy kompleks i bezopasnost' zhizneobespecheniya grazhdan» Sb. dokladov. –M.MGSU, 2005. 9-10 noyabrya. –S. 173-179.
18. Tamrazyan, A.G. Resurs zhivuchesti – osnovnoy kriteriy resheniy vysotnykh zdaniy [Tekst]/A.G. Tamrazyan//Zhilishchnoye stroitel'stvo.– 2010.–№1.–S.15-18.

A. Turkov

I.S. Turgenov Orel State University, Orel.

Doctor of Technical Sciences, Head of the "Urban Construction and Management".

E-mail: aturkov@bk.ru

ШАПИРО Г.И., СМИРНОВ А.В.

О РАСЧЕТЕ КОНСТРУКЦИЙ ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С КАРКАСНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ НИЖНИХ НЕЖИЛЫХ ЭТАЖЕЙ

Рассмотрен вопрос о расчете сопряжения конструкций типовой панельной части здания с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей. Предложена методика построения расчетной модели панельного здания с нижними монолитными каркасными этажами на примере жилого дома, разработанного в ОАО «МНИИТЭП», и проведен анализ особенностей работы сборных и монолитных конструкций в области их сопряжения и примыкающих к ним элементам вышележащих этажей. Указаны основные проблемы, возникающие при моделировании сопряжения рассматриваемых конструкций и приведены общие рекомендации по их армированию.

Ключевые слова: панельное здание, каркасная система, нежилой этаж, контактный стык, метод эквивалентных столбов, односторонние связи, комбинированная конструктивная система.

Вопрос рационального использования первых этажей жилых домов становится особенно актуальным в связи с повышением этажности и плотности застройки, усилением транспортного движения на городских магистралях, сильно снижающим комфортность проживания в них. Размещение на первых этажах общественных помещений позволяет решить не только указанные проблемы, но и обеспечить население торговыми и бытовыми объектами обслуживания: магазинами, кафе, аптеками и т.п.

Размещение объектов обслуживания в жилых домах, в свою очередь, вызывает необходимость изменения объемно-планировочных решений первых этажей: увеличение высоты этажей и ширины дверных проемов. По этой причине крупные домостроительные комбинаты разработали модифицированные серии панельных домов с нижними монолитными этажами на основе каркасно-стеновой конструктивной системы, обеспечивающей гибкость планировочных решений за счет расположения большепролетных рам под поперечными стенами типовой части здания.

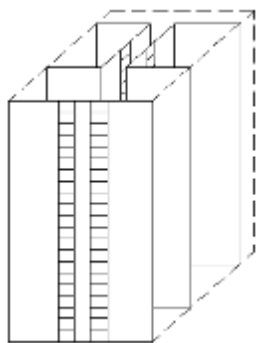


Рисунок 1 – Расчетная схема панельного здания в виде пространственной составной системы

Выгода данного конструктивного решения очевидна, однако в процессе проектирования возникают трудности, связанные с сопряжением типовой панельной части здания с монолитными конструкциями нижних этажей. Резкое изменение конструктивно-планировочных решений первых этажей здания по высоте приводит к тому, что в области контактного стыка сборно-монолитных конструкций и примыкающих к нему элементов возникает сложное напряженно-деформированное состояние, оценить которое довольно трудно без проведения дополнительных исследований. В частности, проектировщики допускают ошибки при расчете и конструировании данных конструкций.

Данная проблема решалась и ранее при проектировании первых нежилых этажей на основе стеновой и каркасной систем с переходными конструкциями в виде сборно-монолитного стола и т.п. Рекомендации по расчету и конструированию указанных конструкций можно найти, например, в [1-4].

В настоящее время наиболее совершенной и универсальной расчетной схемой панельных зданий является пространственная система из пластинчатых и стержневых конечных элементов, базирующаяся на методе эквивалентных столбов [1, 5-7]. Сущность данного метода заключается в том, что здание рассматривается в виде вертикальной составной системы (рисунок 1).

В составной системе различают несущие и связевые элементы. Несущими элементами (столбами) являются участки стен, ограниченные в плане проемами или вертикальными стыковыми соединениями. Связевыми элементами являются диски перекрытий, надпроемные переемычки и соединения сборных элементов в вертикальных стыках.

Для каждого i -го столба определяется приведенный модуль деформации, учитывающий влияние горизонтальных стыков сборных элементов, а также продолжительность действия нагрузки и вычисляемый по формуле

$$E_{red} = \frac{E_b}{\varphi_{tb} + \frac{\lambda_c \cdot E_b}{H_{et}}}$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона стены, определяемый согласно [8];

φ_{tb} – коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона и зависящий от длительности действия нагрузки;

λ_c – коэффициент податливости платформенного стыка при сжатии, определяемый в зависимости от длительности действия нагрузки;

H_{et} – высота типового этажа.

Для платформенного стыка коэффициент податливости при сжатии определяют по формуле

$$\lambda_c = \left(\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}} \right) \cdot \frac{A}{A_{pl}}$$

где λ'_m , λ''_m – коэффициенты податливости при сжатии соответственно верхнего и нижнего растворных швов;

h_{pl} – высота (толщина) опорной части плиты перекрытия;

E_{pl} – начальный модуль упругости бетона опорной части плит перекрытий;

A_{pl} – площадь платформенных участков стыка, через которые передается сжимающее усилие;

A – площадь горизонтального сечения стены в уровне расположения проемов.

Коэффициент податливости при сжатии горизонтального растворного шва определяют в зависимости от прочности раствора и среднего значения сжимающих напряжений в растворном шве по формуле

$$\lambda_m = \alpha \cdot R_m^{\frac{2}{3}} \cdot t_m,$$

$$\text{где } \alpha = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^{-3} & \text{при } \sigma_m \leq 1,15 \cdot R_m^{\frac{2}{3}} \\ 5 \cdot 10^{-3} & \text{при } \sigma_m > 1,15 \cdot R_m^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

σ_m – среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве, МПа;

R_m – кубиковая прочность раствора, МПа;

t_m – толщина растворного шва, мм.

Для связевых элементов модуль деформации определяется в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин.

Приведенный метод построения расчетной модели панельного здания подходит для зданий, конструктивно-планировочные решения, которых не изменяются по высоте или меняются незначительно. В случае расчета зданий комбинированной конструктивной системы с каркасными нижними этажами рассмотренная расчетная схема годится только для моделирования типовой панельной части здания. При моделировании нижних каркасных этажей и

их сопряжения с панельной частью здания приходится решать вопрос о характере совместной работы стеновых панелей типового этажа с рамными конструкциями нижнего этажа в области контактного стыка.

Ниже рассмотрен вопрос о расчете зданий комбинированной конструктивной системы с нижними каркасными этажами, возникший при проектировании жилого дома на базе прямых блок-секций, разработанных в ОАО «МНИИТЭП». Конструкции техподполья и первого нежилого этажа были запроектированы монолитными на основе каркасно-стеновой конструктивной системы, конструкции типовой части здания, начиная с 2-го этажа, – сборные железобетонные изделия.

Проведенный в ПК ЛИРА-САПР расчет конструкций здания на эксплуатационные нагрузки показал, что в опорном сечении стеновых панелей второго этажа и растворе шва возникли не характерные для них вертикальные растягивающие напряжения (рисунки 2 и 3). При этом полученные напряжения превышали сопротивление раствора шва растяжению.

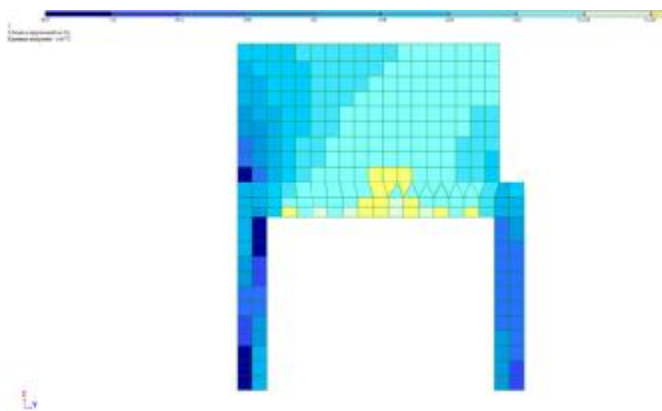


Рисунок 2 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Мозаика вертикальных напряжений N_y

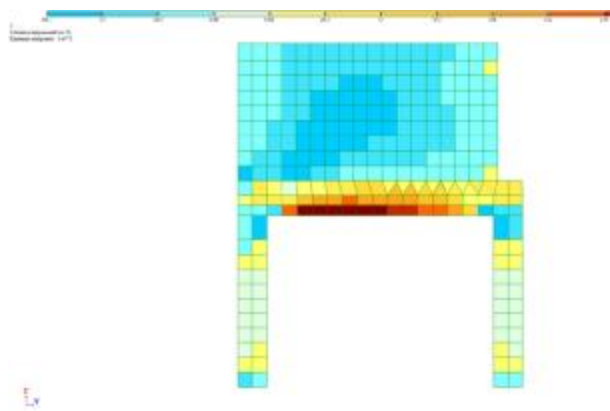


Рисунок 3 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Мозаика горизонтальных напряжений N_x

В ходе анализа результатов расчета стало ясно, что подобное явление вызвано некорректным моделированием сопряжения монолитных и сборных конструкций двух нижних этажей, а именно ригелей монолитных рам и стеновых панелей. Небольшая высота ригеля рамы и, как следствие, его малая изгибная жесткость привели к тому, что ригель под действием только собственного веса «подвисал» на вышележащей стеновой панели, вызывая в ней растягивающие напряжения. В действительности же в зоне сопряжения ригелей рам и стеновых панелей должен иметь место отрыв, поскольку возникающие растягивающие напряжения превышают сопротивление раствора шва растяжению.

Для решения выявленной проблемы был рассмотрен вариант с введением в расчетную модель здания конечных элементов односторонних связей [9], моделирующих работу контактного стыка. С этой целью в расчетной модели здания в уровне сопряжения монолитного и сборного этажей производилась «расшивка» узлов пластинчатых конечных элементов с последующим их объединением конечными элементами односторонних связей (рисунок 4).

Принцип работы конечных элементов односторонних связей в ПК ЛИРА-САПР заключается в том, что при достижении заданных предельных усилий (сжатия и/или растяжения) конечный элемент прекращает воспринимать дополнительную нагрузку и, таким образом, выключается из дальнейшей работы модели. При этом конечные элементы, в которых были достигнуты предельные усилия, продолжают деформироваться подобно элементам из идеально упругопластического материала. Диаграмма зависимости напряжение-деформация для конечного элемента односторонних связей приведена на рисунке 5.

Жесткостные характеристики конечных элементов односторонних связей определялись в соответствии с прил. 4 [1].

В зависимости от уровня сжимающих напряжений в контактном стыке сборно-монолитных конструкций вычислялась соответствующая величина податливости шва, на основе которой вычислялась осевая жесткость i -связи (участка шва) по следующей формуле

$$k_i = \frac{l_i \cdot t_{st}}{\lambda_m},$$

где l_i – шаг расстановки конечных элементов односторонних связей;

t_{st} – толщина стеновой панели второго этажа.

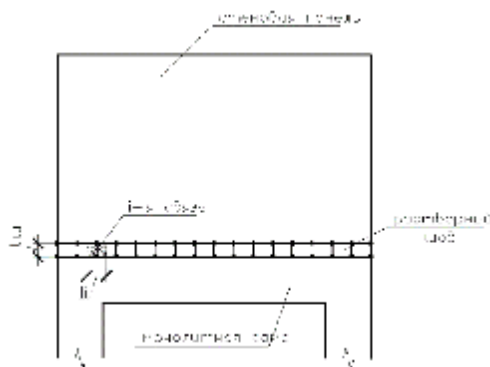


Рисунок 4 – Схема сопряжения монолитного и сборного этажей здания

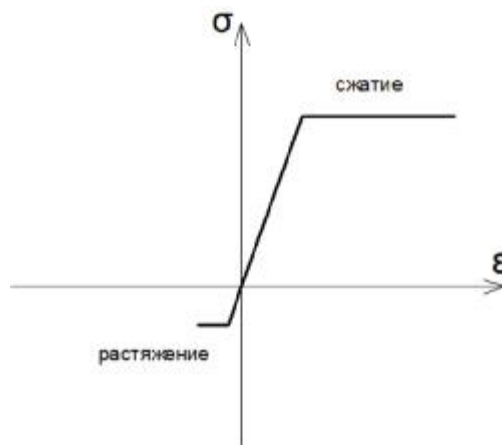


Рисунок 5 – Диаграмма зависимости напряжение - деформация для конечного элемента односторонних связей

Жесткость i -ой связи на сдвиг определялась в зависимости от осевой жесткости по следующей формуле

$$g_i = 0,4 \cdot k_i.$$

Предельное усилие растяжения, воспринимаемое i -связью, определялось на основе данных о прочности каменной кладки на растяжение по неперевязанному сечению согласно [10] по следующей формуле

$$N_t = l_i \cdot t_{st} \cdot R_t,$$

где R_t – расчетное сопротивление кладки осевому растяжению по неперевязанному сечению, Мпа.

Предельное усилие сжатия i -связи определялось по формуле

$$N = l_i \cdot t_{st} \cdot R_m.$$

Предельное усилие сдвига i -связи определялось согласно п 4.2.10 [2] по формуле

$$N_{sq} = 0,6 \cdot l_i \cdot t_{st} \cdot R_m.$$

Повторный расчет модели здания с конечными элементами односторонних связей показал иную картину напряженно-деформированного состояния в зоне сопряжения ригелей монолитных рам и стеновых панелей. Связи, расположенные в средней части контактного стыка стеновых панелей и ригелей рам, под действием только собственного веса конструкций достигли соответствующих предельных значений растяжению и выключились из работы, подтвердив тем самым предположение о наличии отрыва в стыке.

Выключение связей из работы привело к перераспределению усилий и в самих конструкциях (рисунки 6 и 7). Если в исходной модели здания ригели рам деформировались совместно со стеновыми панелями, как одно целое, то теперь их работа стала отдельной. Распределение напряжений в стеновых панелях второго этажа стало похоже на распределение напряжений в изгибаемой балке с растяжением в нижней зоне и сжатием в верхней. В ригеле рамы напротив характер напряжений остался прежним, понизились лишь значения

напряжений из-за уменьшения жесткости (высоты сечения) ригеля после расшивки узлов между конечными элементами монолитных и сборных конструкций здания.

По аналогии с ригелем рамы для учета действительной высоты сечения изгибаемых панелей второго этажа в расчетной модели здания была произведена расшивка узлов в уровне верха стеновых панелей с последующим их объединением теми же конечными элементами односторонних связей. В результате чего в стеновых панелях увеличились соответствующие сжимающие и растягивающие напряжения (рисунок 8). Дальнейшее уточнение расчетной модели здания за счет введения односторонних связей на вышележащих этажах не повлияло на напряженно-деформированное состояние конструкций.

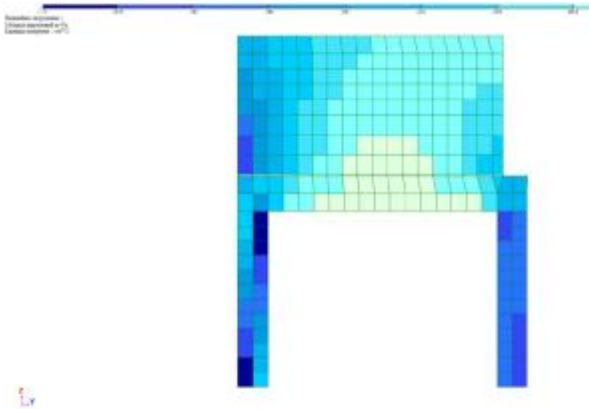


Рисунок 6 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Мозаика вертикальных напряжений N_y с учетом односторонних связей

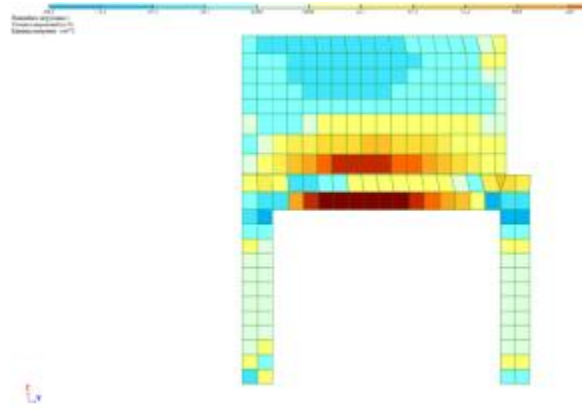


Рисунок 7 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Мозаика горизонтальных напряжений N_x с учетом односторонних связей

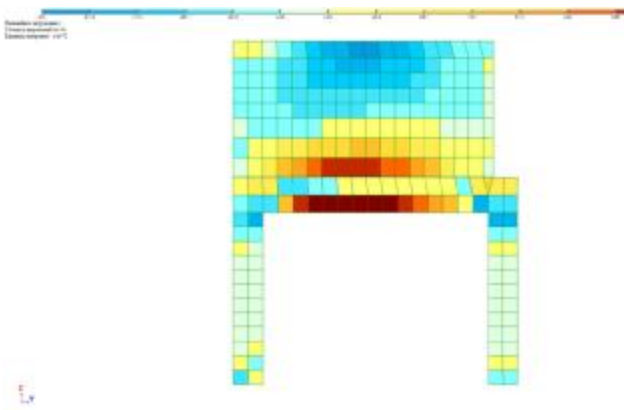


Рисунок 8 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Мозаика горизонтальных напряжений N_x с учетом односторонних связей в уровне верха 2-го этажа

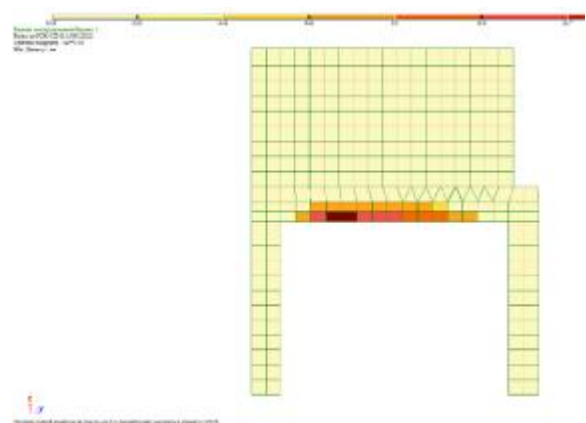


Рисунок 9 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Горизонтальное армирование конструкций до введения односторонних связей

Последующий анализ результатов расчета принятой модели здания выявил, что существенное влияние на напряженно-деформированное состояние конструкций нижних этажей оказывают жесткостные характеристики рамного каркаса первого этажа. Большой пролет рам и малая жесткость ригелей в рассматриваемом жилом доме привели к следующим последствиям:

- стеновые панели второго этажа стали деформироваться подобно высокой изгибаемой балке, что привело к возникновению в нижней части панелей значительных растягивающих напряжений, для восприятия которых требуется установка дополнительной продольной арматуры (рисунки 9 и 10);
- отсутствие полного контакта стеновых панелей с ригелем рамы по длине стыка привело к тому, что в краевых опорных зонах возникли всплески сжимающих напряжений, для вос-

приятия которых в отдельных случаях необходимо прибегнуть к косвенному армированию опорных сечений стеновых панелей и раствора шва (рисунок 6);

- из-за неполного опирания стеновых панелей на ригели рам в панелях с дверными проемами произошел взаимный поворот и смещение простенков друг относительно друга, что вызвало рост перерезывающих и изгибающих усилий в перемычках в пределах 2-4 этажей и, как следствие, необходимость увеличения армирования перемычек (рисунок 11 и 12);
- смещение простенков стеновых панелей в свою очередь послужило причиной роста перерезывающих и изгибающих усилий в ригелях рам, что также привело к увеличению армирования ригелей (рисунки 13 и 14).

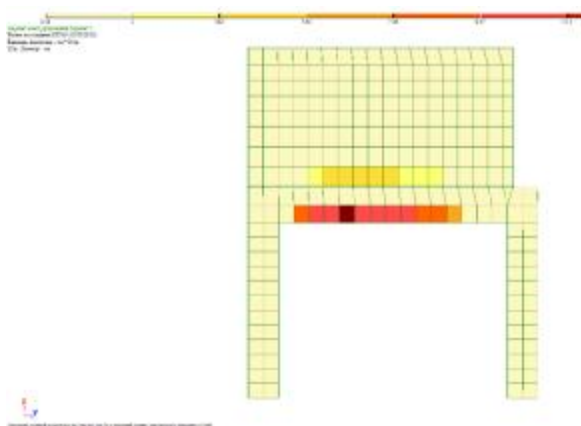


Рисунок 10 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Горизонтальное армирование конструкций после введения односторонних связей

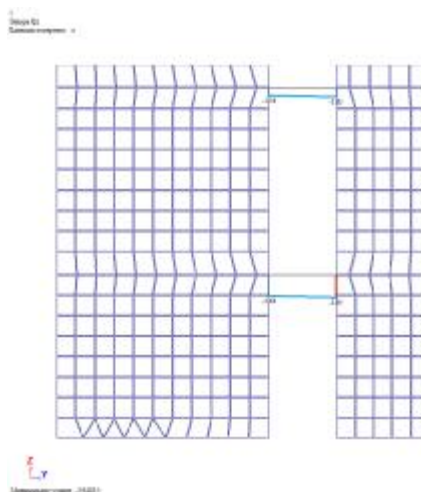


Рисунок 11 – Фрагмент конструкций 2-го и 3-го этажей. Эпюры поперечных сил в перемычках до введения односторонних связей

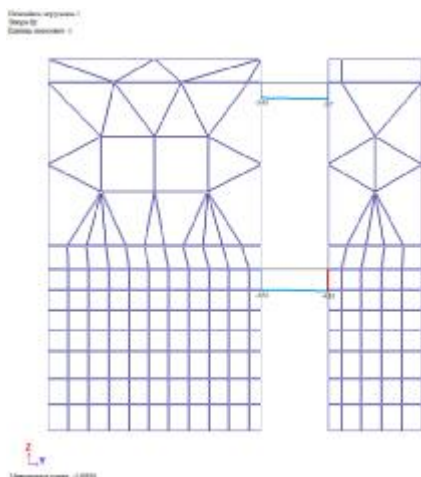


Рисунок 12 – Фрагмент конструкций 2-го и 3-го этажей. Эпюры поперечных сил в перемычках после введения односторонних связей

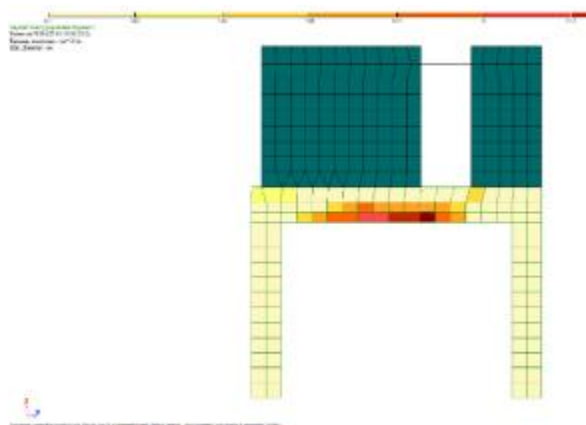


Рисунок 13 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Горизонтальное армирование ригелей до введения односторонних связей

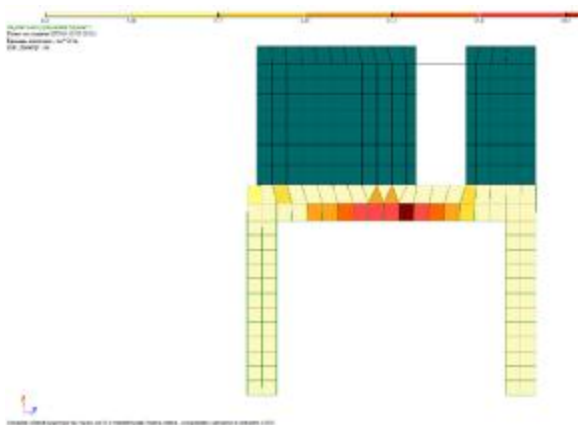


Рисунок 14 – Фрагмент конструкций 1-го и 2-го этажей. Горизонтальное армирование ригелей после введения односторонних связей



Рисунок 15 – Фотография стеновой панели второго этажа с вертикальной трещиной в опорной зоне



Рисунок 16 – Фотография стеновой панели второго этажа с вертикальной трещиной в надпроемной перемычке

Полученные выше результаты подтвердились в ходе мониторинга технического состояния нескольких построенных панельных домов с цокольным и первым каркасными этажами, выполненными из монолитного железобетона. Неудачное конструктивное решение основных несущих элементов первых этажей и некорректное построение расчетной модели здания (без учета односторонней работы контактных стыков) стали причиной появления повреждений в стеновых панелях вышележащих этажей, для устранения которых потребовалось проведение ремонтно-восстановительных работ. На рисунках 15 и 16 приведены фотографии стеновых панелей второго этажа с вертикальными трещинами в опорной зоне (вызванной изгибом панели) и надпроемной перемычке (вызванной взаимным сдвигом простенков панели).

Значительный опыт проектирования панельных жилых зданий, накопленный в ОАО МНИИТЭП, позволяет также говорить о возможности возникновения подобной ситуации на типовых этажах зданий, имеющих различные архитектурно-планировочные решения по проекту или в результате проведенных перепланировок. Нарушение регулярности несущих конструкций здания по высоте, вызванное несовпадением расположения и размеров проемов типовых этажей, может привести к выключению из работы элементов платформенных стыков в процессе деформирования здания и соответствующему изменению напряженно-деформированного состояния в примыкающих к стыкам конструкциях. Пренебрежение данной особенностью может стать причиной появления повреждений аналогичных приведенным выше (рисунки 15 и 16).

Выводы

При проектировании панельных зданий с нижними каркасными этажами возникает ряд трудностей, связанных с расчетом зоны сопряжения стеновых конструкций типовой части здания с рамными конструкциями нижних этажей. Предложенная расчетная модель здания позволяет выявить особенности совместной работы указанных конструкций. Анализ результатов расчета на примере жилого дома, разработанного в ОАО «МНИИТЭП», позволил установить основные проблемы, на которые следует обращать внимание при проектировании рассматриваемых конструкций.

Повреждения, выявленные в несущих конструкциях нескольких построенных жилых домов с нижними каркасными этажами, подтверждают необходимость соблюдения следующих рекомендаций при конструировании изделий первого типового этажа:

- дополнительное горизонтальное армирование опорных сечений «глухих» стеновых панелей в продольном направлении;
- косвенное армирование краевых опорных сечений стеновых панелей и растворного шва;

– усиленное поперечное армирование перемычек стеновых панелей.

Приведенные выше результаты и рекомендации следует также принимать во внимание при проектировании конструкций типовых этажей, имеющих различные архитектурно-планировочные решения, и разработке проектов усиления несущих стен с проемами, образованными в результате проведенных перепланировок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пособие по проектированию жилых зданий [Текст] // ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3 Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
2. Рекомендации по расчету и конструированию промышленных конструкций первых нежилых этажей крупнопанельных жилых зданий [Текст]. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1990. – 72 с.
3. Рекомендации по проектированию учреждений культурно-бытового обслуживания, встроенных и встроенно-пристроенных в первые этажи жилых домов [Текст]. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1984. – 48 с.
4. Жилые и общественные здания: Крат. справ. инженера-конструктора [Текст] / Ред. Ю.А. Дыховичный. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 655 с.
5. Шапиро, Г.И. Расчет зданий и сооружений в МНИИТЭП [Текст] / Г.И. Шапиро, А.А. Гасанов, Р.В. Юрьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 6. – С. 31–33.
6. Шапиро, Г.И. К вопросу о построении расчетной модели панельного здания [Текст] / Г.И. Шапиро, Р.В. Юрьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2004. – № 12. – С. 32–33.
7. Лишак, В. И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ [Текст] / В. И. Лишак; ЦНИИЭП жилища. – М.: Стройиздат, 1977. – 176 с.
8. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Минрегион России. – 2012. – 147 с.
9. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций [Текст]: монография / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – М.: Изд-во АСВ, 2009. – 357 с.
10. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*. – М.: Минрегион России. – 2012. – 74 с.

Шапиро Геннадий Исаакович

ОАО МНИИТЭП, г. Москва

Главный конструктор ОАО МНИИТЭП

E-mail: g-shapiro@mail.ru

Смирнов Андрей Вячеславович

ОАО МНИИТЭП, г. Москва

Ведущий инженер отдела главного конструктора

E-mail: smirnov.andrey.1990@gmail.com

G. SHAPIRO, A. SMIRNOV

ABOUT STRUCTURAL ANALYSIS OF PANEL BUILDINGS WITH THE CARCASS STRUCTURE OF LOWER NON-RESIDENTIAL FLOORS

The problem of calculating the coupling of structures of typical panel building with carcass structures of the lower non-residential floors is considered. The technique of creation of computational model of panel buildings with monolithic frame of the lower floors on the example of the house developed by JSC «MNIITEP» is offered and the analysis of features of work of prefabricated and monolithic structures in the area of their interface and adjacent elements overlying floors is carried out. The main problems arising in modeling of conjugation of the considered structures are specified and the general recommendations about their reinforcing are provided.

Keywords: wall building, frame system, non-residential floor, pin joint, the method of equivalent poles, unilateral links, combined construction system.

BIBLIOGRAPHY

1. Posobiye po proyektirovaniyu zhilykh zdaniy [Tekst] // TSNIIEP zhilishcha Goskomarkhitektury. Vyp. 3 Konstruktsii zhilykh zdaniy (k SNiP 2.08.01-85). – М.: Stroyizdat, 1989. – 304 s.

2. Rekomendatsii po raschetu i konstruirovaniyu industrial'nykh konstruksiy pervykh nezhilykh etazhey krupnopanel'nykh zhilykh zdaniy [Tekst]. - M.: TSNIIEPzhilishcha, 1990. - 72 s.
3. Rekomendatsii po proyektirovaniyu uchrezhdeniy kul'turno-bytovogo obsluzhivaniya, vstroyennykh i vstroyenno-pristroyennykh v pervyye etazhi zhilykh domov [Tekst]. - M.: TSNIIEPzhilishcha, 1984. - 48 s.
4. Zhilye i obshchestvennyye zdaniya: Krat. sprav. inzhenera-konstruktora [Tekst] / Red. YU.A. Dykhovichnyy. - 3-ye izd., pererab. i dop. - M.: Stroyizdat, 1991. - 655 s.
5. Shapiro, G.I. Raschet zdaniy i sooruzheniy v MNIITEP [Tekst] / G.I. Shapiro, A.A. Gasanov, R.V. Yur'yev // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. - 2007. - № 6. - S. 31-33.
6. Shapiro, G.I. K voprosu o postroyenii raschetnoy modeli panel'nogo zdaniya [Tekst] / G. I. Shapiro, R. V. Yur'yev // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. - 2004. - № 12. - S.32-33.
7. Lishak, V. I. Raschet beskarkasnykh zdaniy s primeneniym EVM [Tekst] / V. I. Lishak; TSNIIEPzhilishcha. - M.: Stroyizdat, 1977. - 176 s.
8. SP 63.13330.2012. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 52-01-2003. - M.: Minregion Rossii. - 2012. - 147 s.
9. Gorodetskiy, A. S. Komp'yuternyye modeli konstruksiy [Tekst]: monografiya / A. S. Gorodetskiy, I. D. Yevzerov. - M.: Izd-vo ASV, 2009. - 357 s.
10. SP 15.13330.2012. Kamennyye i armokamennyye konstruksii. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp II-22-81*. - M.: Minregion Rossii. - 2012. - 74 s.

G. Shapiro

MNIITEP, Moscow
Chief Designer of MNIITEP
E-mail: g-shapiro@mail.ru

A. Smirnov

MNIITEP, Moscow
Lead Engineer of Department Chief Designer
E-mail: smirnov.andrey.1990@gmail.com

УДК 624.014.2/ 624.046.5

ТУР В.В., НАДОЛЬСКИЙ В.В.

КАЛИБРОВКА ЗНАЧЕНИЙ ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ДЛЯ ПРОВЕРКИ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ УСЛОВИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ. ЧАСТЬ 1

Цель работы состояла в определении научно обоснованных значений частных коэффициентов норм проектирования стальных конструкций, учитывающих целевые значения уровней конструкционной надежности. Объектом исследования являются стальные элементы. Методы исследования: математическое моделирование, численно – аналитические методы, параметрический и графический анализ. Согласно концепции надежности, сформулированной в ISO 2394 и EN 1990, введенных в действие на территории Республики Беларусь, проектирование конструктивных элементов следует выполнять на основе нормируемых целевых значений уровней надежности. Это вызвало необходимость выполнить калибровку значений частных коэффициентов для проверок предельных состояний несущей способности стальных конструкций, основанную на условии обеспечения целевого уровня надежности. Статья состоит из двух частей. Первая часть посвящена обоснованию вероятностных моделей базисных переменных, входящих в функции состояния стальных элементов. Вторая часть отражает результаты калибровки частных коэффициентов, обеспечивающих достижение целевого уровня надежности.

Ключевые слова: надежность, стальная конструкция, функция состояния, вероятностная модель, вероятностный расчет, погрешность модели, отказ, калибровка, индекс надежности, базисная переменная.

Введение

Концепция надежности при проектировании строительных конструкций в рамках действующих норм базируется на методе предельных состояний. В соответствии с EN 1990 [1] под предельными состояниями понимают: «состояния, после наступления которых конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней проектным критериям»¹. Проектирование в рамках данного метода основано на проверке предельных состояний с обеспечением приемлемой (целевой) вероятности отказа конструкций. Следует обратить внимание, что довольно часто метод предельных состояний не вполне корректно называют методом частных коэффициентов, который является одним из методов проверок предельных состояний. Действующий стандарт EN 1990 [1] устанавливает следующие методы проверок предельных состояний:

- вероятностный метод;
- полувероятностный метод, определяемый как метод частных коэффициентов;
- проектирование подкрепленное испытанием.

В рамках вероятностного метода, проверки предельных состояний выполняют прямым сравнением рассчитанной вероятности отказа для рассматриваемого предельного состояния с заданным целевым значением, назначенным с учетом базового периода времени для которого выполняется оценивание. Использование этих методов расчета позволяет принимать оптимальные решения на стадии проектирования как с позиций надежности, так и с позиций экономических затрат. Благодаря гибкости расчетных методик, позволяющих учитывать изменения условий эксплуатации конструкций или предъявляемых к ним требований, вероятностные методы расчета открывают широкие возможности при оценке существующих конструкций.

¹states beyond which the structure no longer fulfils the relevant design criteria (1.5.2.12EN 1990 [1])

Вместе с тем использование полностью вероятностных расчетов в проектировании сдерживается из-за сложности их реализации. Поэтому в практике проектирования широкое распространение получил метод частных коэффициентов (полувероятностный метод), в котором изменчивость и неопределенность расчетных моделей и базисных переменных, входящих в расчетные модели, учитывают посредством системы частных коэффициентов, применяемых к характеристическим значениям базисных переменных. Согласно 6.1(1)P EN 1990 [1] основное (базовое) требование метода частных коэффициентов: «...во всех соответствующих расчетных ситуациях ни одно из значимых предельных состояний не будет превышено, если в расчетных моделях приняты расчетные значения воздействий или эффектов воздействий и сопротивлений»². Таким образом, в рамках метода частных коэффициентов, значения базисных переменных устанавливаются с учетом статистической изменчивости (характеристические значения переменных), а проверки предельных состояний сводятся к проверкам детерминистических неравенств.

Система частных коэффициентов представляет собой один из инструментов дифференциации и обеспечения целевых уровней конструкционной надежности, поэтому обоснование их значений с учетом конкретных географических, социальных, экономических условий является первостепенной задачей для каждого государства.

Настоящее исследование посвящено обоснованию значений частных коэффициентов для проверок предельных состояний несущей способности стальных конструкций для условий Республики Беларусь.

1 Основные принципы назначения частных коэффициентов

Значения частных коэффициентов определяют следующими способами:

- экспертной оценкой;
- на основании анализа соответствия с многолетним опытом и строительными традициями;
- статистическими методами, исходя из требуемой обеспеченности расчетных значений базисных переменных;
- калибровкой с применением вероятностных методов, исходя из целевого (требуемого) уровня надежности.

Наиболее прогрессивным, позволяющим учесть фактические условия эксплуатации конструкций и предъявляемые к ним требования, а также установить научно обоснованные значения частных коэффициентов является подход, основанный на применении вероятностных методов. В современных нормативных документах Европейского союза, США, Канады и других стран значения частных коэффициентов приняты по результатам калибровок вероятностными методами [2-6].

Основная задача при определении значений частных коэффициентов вероятностным методом заключается в обеспечении требуемого уровня надежности. Следующим логическим этапом в регламентировании значений частных коэффициентов является калибровка системы частных коэффициентов, которая представляет собой задачу оптимизации норм. Откалиброванные частные коэффициенты должны обеспечивать уровни надежности наиболее характерных конструкций как можно ближе к целевым уровням надежности независимо от применяемых материалов, преобладающих воздействий, условий окружающей среды, при этом номенклатура значений частных коэффициентов ограничивается.

Общие рекомендации по калибровке нормативно закреплены в ISO 2394 [7], EN 1990 [1] и нашли отражения в проекте вероятностных норм JCSS [8]. Процедура калибровки частных коэффициентов описана в работах [4,5,9-11].

Калибровка значений частных коэффициентов в общем случае основана на построении вероятностной функции состояния $g(X)$ и последующем расчете одним из методов теории надежности условной вероятности превышения предельного состояния. Для проверки пре-

²it shall be verified that, in all relevant design situations, no relevant limit state is exceeded when design values for actions or effects of actions and resistances are used in the design models(6.1(1)P EN 1990[1])

дельных состояний несущей способности стальных элементов функция состояния $g(\mathbf{X})$, характеризующая запас прочности конструктивного элемента, может быть записана в общем виде:

$$g(\mathbf{X}) = R - E = K_R z f_y - K_E [G + C_{0,Q1} Q_1 + C_{0,Q2} Q_2] \quad (1)$$

где K_R – базисная переменная, описывающая погрешность расчетной модели сопротивления;

z – базисная переменная, описывающая геометрическую характеристику поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления);

f_y – базисная переменная, описывающая предел текучести стали;

K_E – базисная переменная, описывающая погрешность расчетной модели эффекта воздействия;

G – базисная переменная, описывающая постоянное воздействие;

$C_{0,Qi}$ – базисная переменная, описывающая неопределенность (погрешность) модели i -ого воздействия;

Q_i – базисная переменная, описывающая i -ое переменное воздействие.

При наличии вероятностных моделей базисных переменных \mathbf{X} методами теории надежности определяют вероятность отказа за базовый период времени. Рассчитанные значения вероятности отказа сравнивают с целевым уровнем надежности. При неудовлетворительном результате устанавливают новый набор значений частных коэффициентов и повторяют расчет до момента достижения целевого уровня надежности.

2 Целевые значения вероятности отказа (нормируемые уровни надежности)

При применении вероятностного метода для определения значений частных коэффициентов особое место занимает проблема обоснования требуемых уровней надежности. Безусловно, наиболее достоверные количественные оценки уровней конструкционной надежности могли бы быть установлены на основании анализа опыта аварий конструкций. Однако статистика аварий не является настолько массовой, чтобы на ее основе можно было решить эту проблему. Как отмечал Г. Шпете «...сроки службы сооружений очень велики; даже если и можно сделать приемлемые выводы на основе статистики повреждений, эти выводы появятся тогда, когда они, в лучшем случае, будут иметь исторический интерес» [12]. В связи с этим широкое применение получил другой подход, в рамках которого на базе статистических исследований базисных переменных составляются вероятностные условия безотказной работы конструкций, в результате анализа которых получают численные оценки уровней надежности, такие как оперативная вероятность отказа (далее – вероятность отказа) или индекс надежности. В концепции принятых подходов вероятность отказа является некоторым условным показателем и не характеризует фактическую частоту наступления аварий строительных конструкций, но она широко используется, главным образом, для сравнения уровней надежности конструктивных систем.

Согласно концепции конструкционной надежности, сформулированной в международных [7] и европейских [1] нормах, введенных в действие на территории Республики Беларусь, проектирование конструктивных элементов следует выполнять на основе нормируемых целевых значений уровней надежности, выраженных в значениях допустимых индексов надежности β (вероятностей отказа p_f). При этом исследования по оценке целевых значений уровней конструкционной надежности, в том числе и для существующих конструкций, с учетом национальных особенностей являются актуальными.

3 Обоснование вероятностных моделей базисных переменных

Исходными данными для вероятностного расчета является информация о базисных переменных, используемых в функциях состояния, поэтому точность и адекватность вероятностных моделей переменных оказывают доминирующее влияние на результаты расчета. Это обстоятельство предопределяет необходимость системных исследований статистических показателей базисных переменных и формирования единых принципов их назначения.

Особое место занимает вопрос установления закона распределения вероятностей для базисной переменной. Обычно закон распределения устанавливается на основании статистического анализа доступных экспериментальных данных. В строительной отрасли наличие экспериментальных данных ограничено, что не позволяет получить статистически достоверные результаты. Поэтому часто при выборе закона распределения используют теоретические предположения. Следует отметить, что существует общая проблема использования в теории надежности любого из законов распределения случайных величин в области весьма малых значений вероятностей, т.е. за пределами области, в которой экспериментально обосновывалась применимость закона распределения и определялись его параметры. Общие рекомендации по выбору законов распределения для базисных переменных нормативно закреплены в документах [1, 7, 8].

Вероятностные модели базисных переменных, принятые в различных исследованиях, очень часто отличаются друг от друга. Исследования надежности, основанные на разных вероятностных моделях, могут привести к различным результатам и как следствие к различным значениям частных коэффициентов, комбинационных коэффициентов и других параметров, обеспечивающих достижение целевых уровней надежности. Важно учитывать, что откалиброванные значения параметров надежности, относятся к специфическому набору вероятностных моделей базисных переменных, включенных в модели сопротивлений и эффектов воздействий. Как отмечено в СТБ ISO 2394 [7] *“Использование откалиброванных величин совместно с другими моделями может привести к непреднамеренному высокому или низкому уровням надежности”*.

Особый вид базисной переменной представляет суммарный эффект нескольких воздействий. В данной статье данные вопросы не рассматриваются.

4 Базисные переменные, входящие в модели сопротивления сальных конструкций

4.1 Прочностные характеристики стали

Источниками изменчивости статистических показателей прочностных и деформационных свойств стали являются вариации химического состава, различия технологий изготовления, методов контроля качества, процедур испытаний, объем выборок и др. Для полноценного и адекватного уточнения (корректировки) фактических законов распределения прочностных и деформационных свойств стали необходимы актуальные экспериментальные данные для различных марок стали, различных видов и толщин проката. Такие работы требуют привлечения широкого круга научных и производственных организаций. Проведение таких исследований на территории Республики Беларусь осложняется тем, что стальной прокат в основном поставляется зарубежными производителями. В сложившейся ситуации представляется целесообразным оценить статистические показатели характеристик свойств сталей с учетом изменчивости свойств проката для различных условий его поставки на основании результатов современных исследований, выполненных за рубежом. Для реализации этой задачи в работе [13] обобщены результаты исследований изменчивости предела текучести, выполненных в разные времена для разных стран [14-21]. Рекомендовано использовать среднее значение отношения фактического значения предела текучести к характеристическому (μ_{fy}/f_y) равным 1.10-1.20, а коэффициент вариации $V = 0.05-0.08$ [13]. Для определения частных коэффициентов рекомендуется статистические показатели распределения предела текучести принимать в диапазоне равновероятных значений.

Для сравнения приведены статистические параметры предела текучести, принятые в различных работах по калибровке частных коэффициентов:

– без учета изменчивости геометрических характеристик: $\mu_{fy}/f_y = 1.19, V = 0.08$ [22]; $\mu_{fy}/f_y = 1.27, V = 0.057$ [23];

– с учетом изменчивости геометрических характеристик: $\mu_R/X_k = 1.25, V = 0.1$ [24]; $\mu_R = R_k e^{2VR}, V = 0.08$ [25]; $\mu_R/X_k = 1.18, V = 0.15$ [26]; $\mu_R/X_k = 1.18, V = 0.08$ [9]; $\mu_R = R_k + 2\sigma, V = 0.08$ [27].

Для вероятностного описания предела текучести наиболее часто используют нормальный и логнормальный закон распределения [9,10,22-25]. Выбор нормального закона распределения обычно обосновывается тем, что свойства стали зависят от суммарного действия неза-

висимых случайных величин, ни одна из которых не оказывает преобладающего влияния. Тогда, согласно предельным теоремам теории вероятности, функция распределения вероятностей предела текучести можно принять нормальным. Следует обратить внимание, что данная предпосылка справедлива для первоначальной генеральной совокупности, однако, из-за процедуры контроля качества стали, отбраковывающего низкосортную сталь, как правило, имеет место отклонение от нормального закона [16]. После процедуры контроля, как правило, распределение становится усеченными с одной стороны или двухвершинными (появление распределения на т.н. «тяжелых хвостах» распределения).

4.2 Геометрические характеристики поперечного сечения

Допуски геометрических размеров, регламентированные в стандартах на прокат, изготовление и монтаж стальных конструкций служат подосновой при составлении вероятностной модели их отклонений. При этом фактические статистические параметры распределения геометрических размеров поперечных сечений необходимо определять непосредственными измерениями размеров. Учитывая то обстоятельство, что стальной прокат в основном поставляется зарубежными производителями, в качестве первого приближения рекомендовано среднее значение отношения фактического значения геометрических характеристик наиболее распространенного сечения (прокатного двутаврового) к его характеристическому значению $0.99 \dots 1.03$, коэффициент вариации $0.01 \dots 0.03$ [13].

Часто для вероятностных расчетов геометрические характеристики принимают как детерминированные или учитывают их изменчивость в других базисных переменных. В ряде работ изменчивость геометрических характеристик учитывалась введением отдельной базисной переменной:

$\mu_x/X_n = 1.025$, $V = 0.032$ – для площади прокатного двутаврового сечения ИРЕ 140 [23];

$\mu_x/X_n = 1.0$, $V = 0.04$ – для площади, момента сопротивления, момента инерции прокатных профилей [4];

$\mu_x/X_n = 1.0$, $V = 0.03$ – для момента инерции [27].

4.3 Погрешность модели сопротивления

В общем случае эта погрешность обусловлена неточностями, возникающими как результат принятых предпосылок, допущений и идеализаций при формулировании математической модели сопротивления.

Следует отметить недостаточную освещенность в научной литературе проблемы вероятностного описания погрешности расчетных моделей. Анализ показывает, что при вероятностных расчетах в ряде случаев игнорируется погрешность моделирования либо данные погрешности учитываются довольно условно. Это положение приводит к тому, что результаты исследований по уточнению моделей сопротивления не находят отражения при нормировании частных коэффициентов и свидетельствует о приравнивании всех моделей сопротивления к одному уровню с точки зрения их точности.

Обобщение статистических характеристик погрешности моделирования сопротивления осложняется постоянным совершенствованием расчетных моделей. Однако при незначительных различиях моделей сопротивления в качестве приближения можно использовать статистические параметры погрешностей моделей, принятых в других нормативных документах. При этом, как правило, для моделей *сопротивления сечений* их можно использовать в качестве достоверной оценки, для моделей *сопротивления элементов* изгибу и центральному сжатию при проверках устойчивости – в качестве приближенной оценки. Для других моделей сопротивления, как правило, необходимо непосредственное исследование погрешности на основании обработки экспериментальных данных.

Примечание: под термином *модели сопротивления сечения* подразумеваются те модели сопротивления, которые связаны только с параметрами конкретного расчетного сечения (например, проверки сечения изгибаемого элемента по нормальным напряжениям), а под термином *модели сопротивления элемента* – связанные с размерами сечения и параметрами элемента (например, проверки устойчивости центрально сжатого элемента).

При вероятностных расчетах наиболее часто ссылаются на JCSS [8], представлены значения статистических параметров только для модели сопротивления изгибу ($\mu = 1$, $V = 0.05$),

сдвигу ($\mu = 1$, $V = 0.05$) и для модели сопротивления сварных ($\mu = 1.15$, $V = 0.15$) и болтовых ($\mu = 1.25$, $V = 0.15$) соединений. Интерес представляют результаты исследований погрешности моделей сопротивления стальных элементов, обобщенные в работе [28].

5 Базисные переменные моделей воздействий и эффектов воздействий

5.1 Постоянные нагрузки

К постоянным нагрузкам относят собственный вес конструкций, вес стационарного оборудования, усилия предварительного натяжения и косвенные воздействия, обусловленные реологическими свойствами материалов и неравномерными осадками. На изменчивость собственного веса влияют неопределенности размеров, объемные веса материалов, дополнительные нагрузки от узлов и соединений конструктивных элементов, возможные изменения в процессе реконструкции или ремонта, окружающая среда и уровень контроля качества производства работ. Наиболее обоснованно можно учесть влияние неопределенности размеров и объемного веса.

Размеры и объемный вес материала являются случайными величинами и в большинстве случаев описываются нормальным, усеченным нормальным или логнормальным законами распределения [1,7,11]. Статистические параметры традиционных материалов хорошо изучены.

Ниже представлены вероятностные модели постоянной нагрузки, принятые при калибровках частных коэффициентов, включенных в Еврокоды: $\mu_G = 1.0 G_k$, $V_G = 0.1$ в работах [25, 29]; $\mu_G = 1.05 G_k$, $V_G = 0.07$ [4]; $\mu_G = 1.05 G_k$, $V_G = 0.1$ [6, 26].

В техническом отчете SAKO [30] постоянная нагрузка была разделена на собственный вес конструктивных элементов (коэффициент вариации для бетона и клееной древесины принят равным 0.06, для стали – 0.02) и составляющую от других элементов, таких как конструкция пола, оборудования и т.д. (коэффициент вариации 0.1). Данный подход является более реалистичным и методологически более верным, чем применение одного значения коэффициента вариации.

5.2 Функциональные нагрузки

Вероятностная модель функциональных (часто называемых полезными) нагрузок не имеет строгой зависимости от территориальных особенностей района строительства, поэтому возможно использовать общепринятые модели. В большинстве работ [6, 31, 32, 33] для вероятностного описания модели функциональных нагрузок используют статистические параметры, опубликованные в проекте вероятностных норм JCSS [8]. Следует отметить, что эти модели согласуются с результатами исследований, опубликованных в 80-х годах проф. Снарскисом, Райзером, Булычевым и др. [34-36].

Погрешность модели функционального воздействия. Во многих работах эквивалентную функциональную нагрузку определяли на основании теоретических коэффициентов грузовой площади и осредненной по площади нагрузки. Для анализа погрешности модели функциональной нагрузки практическое значение имеет работа П.В. Авраменко [37], в которой представлены статистические параметры не только эквивалентной по площади нагрузки, но и эквивалентной нагрузки по усилиям в элементах и опорным реакциям. Средние статистические значения и коэффициенты вариации для коэффициента эквивалентности нагрузки (погрешность модели функциональной нагрузки) по моменту составили 0.94 и 0.11, по поперечной силе 1.1 и 0.06 [37, таблица 1]. При анализе надежности строительных конструкций погрешность модели полезной нагрузки, как правило, не учитывается или принимается согласно рекомендациям JCSS [8] со следующими параметрами: $\mu = 1$, $V = 0.1$.

5.3 Снеговая нагрузка

Для снеговой нагрузки на поверхности земли достаточно точной и наиболее распространенной является вероятностная модель последовательности годовых максимумов снеговой нагрузки [34, 38]. Данная предпосылка позволяет перейти от вероятностного описания случайного процесса к описанию случайной величины.

Статистические параметры снеговой нагрузки на поверхности земли по своей природе переменны, что требует систематических и целенаправленных исследований по их уточнению. Как правило, объемы эмпирических рядов снеговой нагрузки довольно ограничены и составляют 40-60 значений, что вносит погрешность в результат оценивания ограниченных выборок.

Актуальные значения статистических параметров снеговой нагрузки, установленные для территории Республики Беларусь, представлены в работах [11, 39].

Для аппроксимации годовых максимумов снеговой нагрузки наиболее широко используются первое предельное распределение Гумбеля, логнормальное и распределение Вейбулла. Следует отметить, что для нормирования характеристических значений снеговой нагрузки (для оценивания «хвостовой» части распределения) для территории Республики Беларусь используются три типа распределений – Гумбеля, Вейбулла и Фреше. Использование данных разделений позволило получить более обоснованные характеристические значения снеговой нагрузки. Однако для анализа надежности конструкций, характеризуемой очень малыми значениями вероятностей, более предпочтительным является использование закона Гумбеля, что согласуется со сложившейся практикой и современными тенденциями вероятностного описания снеговой нагрузки в рамках концепции надежности, принятой в Еврокодах [1]. Следует отметить, что в новой редакции Национального приложения к ТКП ЕН 1991-1-3 нормирование характеристических значений снеговой нагрузки на грунт выполнено с применением метода порядковых статистик. Такой подход позволил с одной стороны более точно определить положение эстиматора квантили в условиях ограниченных выборок, но лишил специалистов, занимающихся теорией надежности конструкций информации как о типе распределения, так и о величинах статистических параметров (в рамках этого метода не требуется установления закона распределения и его статистических параметров).

Ниже приведены статистические параметры снеговой нагрузки на поверхности земли для периода отнесения 50 лет, принятые в работах по калибровке частных коэффициентов для Еврокодов: $\mu_S = S_k$, $V_S = 0.22$ [25]; $\mu_S = 0.7$ кПа, $V_S = 0.3$ [4]; $\mu_S = 1.11 S_k$, $V_S = 0.27$ [22]; $\mu_S = 1.11 S_k$, $V_S = 0.33$ [40]. Во всех работах принято распределение Гумбеля.

Погрешность модели снеговой нагрузки. Как правило, погрешность модели снеговой нагрузки определяется изменчивостью коэффициентов «перехода» от нагрузки на поверхности земли к снеговой нагрузке на покрытии. При этом статистические параметры коэффициентов «перехода» недостаточно изучены. В большинстве работ вероятностные модели коэффициентов «перехода» принимаются согласно рекомендациям JCSS [8].

5.4 Ветровое воздействие

Для описания вероятностной модели ветрового воздействия необходимы статистические характеристики базовой скорости ветра, базового скоростного напора ветра; коэффициентов «перехода» от базовой скорости ветра к ветровому профилю; коэффициентов «перехода» от скорости ветра к ветровому воздействию (давлению, силам) на сооружение; погрешности моделей определения эффектов ветрового воздействия (статическая, динамическая реакция сооружений).

Значения статистических параметров базовой скорости ветра для территории Республики Беларусь приняты на основании работ [11, 41]. Погрешность модели ветрового воздействия принята согласно рекомендациям JCSS [8].

Ниже приведены статистические параметры ветрового воздействия для периода отнесения 50 лет, принятые в работах по калибровке частных коэффициентов Еврокодов: $\mu_W = 0.7 W_k$, $V_W = 0.35$ [6, 42, 43]; $\mu_W = 0.9 W_k$, $V_W = 0.34$ [26]; $\mu_W = 1$ кПа, $V_W = 0.3$ [4]; $\mu_W = 0.7 W_k$, $V_W = 0.33$ [22].

5.5 Погрешность модели эффекта воздействия

Погрешность модели эффекта воздействия учитывает неточности в определении эффекта воздействия (внутренних усилий) возникающие из-за идеализации геометрии, условий опирания (граничных условий), упрощений, принятых при определении усилий и т.д. Данная погрешность описывается случайной переменной K_R , статистические параметры которой приняты из JCSS [8].

В таблице 1 представлены вероятностные модели базисных переменных, входящих в расчетные модели сопротивлений и эффектов воздействий при проектировании стальных конструкций, на основании которых были выполнены исследования целевых значений индекса надежности и получены значения частных коэффициентов.

Таблица 1 – Вероятностные модели базисных переменных для условий Республики Беларусь

Базисные переменные	Распределение	μ/X_k	V
Сопротивление стального элемента	Логнормальное	1.1 – 1.2	0.05 – 0.08
Погрешность модели сопротивления	Логнормальное	1.0 – 1.15	0.05 – 0.10
Собственный вес	Нормальное	1.0	0.03 – 0.06
Постоянная нагрузка	Нормальное	1.0 – 1.05	0.07 – 0.10
Функциональная нагрузка	Гумбеля	0.45 – 0.6	0.35 – 0.40
Погрешность модели функциональной нагрузки	Нормальное	1.0	0.10
Снеговая нагрузка	Гумбеля	0.9 – 1.1	0.19 – 0.23
Погрешность модели снеговой нагрузки	Нормальное	1.0	0.15
Ветровая нагрузка	Гумбеля	1.0 – 1.1	0.17 – 0.20
Погрешность модели ветрового воздействия	Нормальное	0.8	0.30
Погрешность модели эффектов воздействия	Логнормальное	1.0	0.10

μ – среднее значение; V – коэффициент вариации, X_k – характеристическое значение.

Заключение

В работе обоснованы вероятностные модели базисных переменных, входящих в модели сопротивления стальных элементов. Уточнены статистические показатели базисных переменных, входящих в модели эффектов воздействий с учетом территориальных особенностей Республики Беларусь.

Обоснованные вероятностные модели сопротивления и эффектов воздействий позволили определить значения частных коэффициентов для расчетных моделей стальных конструкций. Дальнейший анализ показал, что использование полученных калибровкой значений частных коэффициентов приводит к обеспеченности расчетного значения переменного воздействия, близкой к обеспеченности особых воздействий. Выходом из этой ситуации является пересмотр численных значений уровней конструкционной надежности при сохранении общей концепции надежности. Это вызвало необходимость выполнить оценку уровней надежности на основании предыдущего опыта нормирования.

Получены численные значения уровней надежности стальных конструкций на основании предыдущего опыта нормирования применительно к условиям Республики Беларусь. При проверках предельных состояний несущей способности стальных элементов среднего класса надежности (жилые, офисные здания и т. д.) минимальное значение вероятности отказа для периода отнесения 50 лет рекомендуется назначать $p_f = 10^{-2}$ для принятых вероятностных моделей базисных переменных.

Установлены численные значения частных коэффициентов метода предельных состояний в полувероятностной постановке, применяемые в расчетных моделях сопротивлений и эффектов воздействий при проектировании стальных конструкций, полученные для целевых уровней надежности при установленных значениях изменчивости базисных переменных.

Полученные результаты могут быть применены при разработке положений нормативных документов, касающихся обеспечения надежности конструкций, а также позволяют выполнять вероятностные расчеты стальных конструкций. Подтверждена необходимость проведения дальнейших систематических исследований изменчивости базисных переменных и формирования единых принципов их назначения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. EN 1990 Eurocode: Basis of structural design – Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
2. Allen, D.E. Limit States Design – A Probabilistic Study [Text] / D. E. Allen // Canadian Journal of Civil Engineering. – 1975. – Vol. 2, № 1.–P. 36-49.
3. Ellingwood, B. Probability based load criteria: load factors and load combinations [Text] / B. Ellingwood, G. MacGregor, T.V. Galambos, A. Cornell // ASCE, Journal of Structural Division. – 1982. – Vol. 108, № 5. – P. 978-997.
4. Vrouwenvelder, A.C.W.M. Probabilistic calibration procedure for the derivation of partial safety factors for the Netherlands building codes [Text] / A.C.W.M. Vrouwenvelder, A.J.M. Siemes // Delft University of Technology. – 1987. – Vol. 32 (4). – P.9-29.
5. Sorensen, J.D. Calibration of partial safety factors for Danish structural codes [Text] / J.D. Sorensen, S.O. Hansen, T. Arnbjerg Nielsen // Proc. IABSE Conf. Safety, risk and reliability—trends in engineering. – Zurich, 2001. - P. 179–184.
6. Holicky, M. Reliability assessment of alternative Eurocode and South African load combination schemes for structural design [Text] / M. Holicky, J. Retief // Journal of the South African Institution of Civil Engineering. – 2005. – Vol. 47, № 1. – P. 15–20.
7. ISO 2394-2007. Надежность строительных конструкций. Общие принципы. – Введ. 01.07.2008. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69с.
8. JCSS Probabilistic Model Code //Joint Committee of Structural Safety[Electronic resource]. –2001. –Mode of access: <http://www.jcss.ethz.ch>. –Date of access: 15.01.2012.
9. Sýkora, M. Comparison of load combination models for probabilistic calibrations [Text] /M. Sýkora, M. Holicky// Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema. – 2011. –P. 977-985.
10. Gulvanessian, H. Reliability based calibration of Eurocodes considering a steel member [Text] / H.Gulvanessian, M. Holicky // Workshop on Reliability Based Code Calibration : Press Release, Zurich, March 21-22, 2002 [Electronic resource] / Swiss Federal Institute of Technology (ETH Zurich). –2002. –Mode of access : http://www.jcss.ethz.ch/events/WS_2002-03/WS_2002-03.html. –Date of access : 08.07.2011.
11. Марковский Д.М. Калибровка значений параметров безопасности железобетонных конструкций с учетом заданных показателей надёжности [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.М. Марковский; Брестский государственный технический университет. – Брест, 2009. – 24с.
12. Шпете, Г. Надёжность несущих строительных конструкций. Москва: Стройиздат.– 1994 г. – 288 с.
13. Мартынов, Ю.С. Статистические параметры базисных переменных, входящих в модели сопротивления стального элемента [Текст] / Ю.С. Мартынов, В.В. Надольский // Архитектура и строительные науки. – 2014. – № 1, 2(18, 19). – С. 39-41
14. Byfield, M.P. Steel design and reliability using Eurocode 3. PhD thesis, University of Nottingham. 1996
15. Simões da Silva, L.Statistical evaluation of the lateral–torsional buckling resistance of steel I-beams, Part 2: Variability of steel properties [Text] / L. Simões da Silva, C. Rebelo, D. Nethercot, L. Marques, R. Simões, P.M.M. Vila Real//Journal of Constructional Steel Research. – 2009. –№4(65). –P.832-849.
16. Melcher, J. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products [Text] / J.Melcher, Z.Kala, M.Holicky, M.Fajkus, L.Rozlivka// Journal of Constructional Steel Research. –2004. Vol. 60, № 3–5,– P.795-808.
17. Kala, Z. D. Comparison of Material Characteristics of Austrian and Czech Structural Steels [Text] /Z.Kala, J.Melcher, D.Novák // International Journal of Materials and Structural Reliability. –2005. – № 1(3). – P. 43-50.
18. Балдин, В.А. Обеспеченность нормативных и расчетных сопротивлений малоуглеродистой стали для строительных металлоконструкций [Текст] / В.А. Балдин, М.Р. Урицкий // Пром. стр-во. – 1978. – №6. –С.19-21.
19. Уваров, Б.Ю. Статистическое исследование свойств и обоснование расчетных сопротивлений низколегированных сталей для строительных металлических конструкций [Текст]: Автореф. дис... канд. техн. наук/ МИСИ.-М., 1970. – 16с.
20. Урицкий, М.Р. Исследование обеспеченности нормативных и расчетных сопротивлений малоуглеродистой стали для строительных конструкций [Текст]: Автореф. дис... канд. техн. наук/ ЦНИИСК.- М.,1975. - 19с.
21. Ведяков, И.И. Современные принципы нормирования качества материалов и стальных конструкций [Текст] / Ведяков И.И. //Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. – №2. – С. 62-64.
22. Sýkora, M. Reliability Analysis of a Steel Frame [Text] /M. Sýkora // In: ActaPolytechnica, Vydavatelství ČVUT, Prague, Czech Republic. – 2002. –а 4(42). – P. 27-34
23. Kala, Z. Influence of partial safety factors on design reliability of steel structures – probability and fuzzy probability assessments [Text] /Z. Kala// Journal of civil engineering and management. –2007. –№ 4(XIII). –P.291–296
24. Holicky, M. Safety design of lightweight roofs exposed to snow loads [Text] / M.Holicky // Engineering Sciences. –2007. –№58. –P. 51–57
25. Sýkora, M. Reliability-based design of roofs exposed to a snow load [Text] /M. Sýkora, M.Holicky // In Li, J. - Zhao, Y.-G. - Chen, J. (eds.) Reliability Engineering - Proceedings of the International Workshop on Reliability Engineering and Risk Management IWRERM 2008, Shanghai, 21 - 23 August 2008. Shanghai: Tongji University Press. –2009. – P. 183-188.
26. Beck, A.T. A firts attempt towards reliability- based calibration of Brazilian Structural Design codes [Text] / A.T. Beck, Jr.Souza // Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering. –2010. –№2(XXXII). –P. 119-127
27. Honfi, D. Reliability of beams according to Eurocodes in serviceability limit state [Text] / D. Honfi, A.Mårtensson, S. Thelandersson// Engineering Structures. – 2012. –Vol.35. –P.48-54

28. Nadolski, V. Uncertainty in Resistance Models for Steel Members [Text] / V. Nadolski, M. Sýkora // In: Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava. Construction Series. –2014. – Vol.14 –P. 26–37.
29. Holicky, M. Calibration of Reliability Elements for a Column [Text] / M. Holicky, J. Markova // Workshop on Reliability Based Code Calibration : Press Release, Zurich, March 21-22, 2002 [Electronic resource] / Swiss Federal Institute of Technology (ETH Zurich). –2002. –Mode of access : http://www.jcss.ethz.ch/events/WS_2002-03/WS_2002-03.html. –Date of access : 08.07.2011.
30. SAKO. Joint Committee of NKB and INSTA-B. NKB Report: 1999:01 E, Basis of Design of Structures. Proposals for modification of Partial Safety Factors in Eurocodes
31. Gulvanessian H. and Holicky M.. Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings Vol. 158, No. August 2005, Issue SB4, Pages 243–252.
32. Тур, В.В. Калибровка значений коэффициентов сочетаний для воздействий при расчетах железобетонных конструкций в постоянных и особых расчетных ситуациях [Текст] / В.В. Тур, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника. –2009. –№ 2 (23). –С. 32–48.
33. Марковский, Д.М. Калибровка значений параметров безопасности железобетонных конструкций с учетом заданных показателей надёжности [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.М. Марковский; Брестский государственный технический университет. – Брест, 2009. – 24с.
34. Гордеев, В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения [Текст] / В.Н. Гордеев [и др.] ; под общ. ред. А.В. Перельмутера. – Москва : Ассоциации строительных вузов, 2007. –482 с.
35. Райзер, В.Д. Методы теории надёжности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций [Текст]. – М.: Стройиздат, 1986.-192с.
36. Булычев, А.П. Временные нагрузки на несущие конструкции зданий торговли [Текст] / А.П. Булычев [и др.] // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. – № 3. – С. 57-59.
37. Авраменко П.В. Временные нагрузки на перекрытия многоэтажных административных зданий [Текст] / П.В. Авраменко // Строит.механика и расчет сооружений.- 1980. №1. - С. 67-71.
38. Holicky, M. & Sýkora, M. Conventional probabilistic models for calibration of codes. In M.H. Faber, J. Köhler & K. Nishijima (eds.), Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema, 2011. p. 969-976.
39. Тур, В.В. Нормирование снеговых нагрузок для территории Республики Беларусь [Текст] / В.В.Тур, В.Е. Валуев, С.С. Дереченник, О.П. Мешик, И.С. Воскобойников // Строительная наука и техника. – 2008. – № 2. – С. 27–45.
40. Králik, J. Comparison of Probabilistic Methods to Solve the Reliability of Structures in ANSYS [Text] / J. Králik // In Proceedings of conference ANSYS. pp 63-70 (8 p). TechSoftEngineering&SVSFEM, Pilsner, Czech Republic, September 23 - 25, 2009. ISBN 978-80-254-5437-4
41. Черноиван, А.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Черноиван; Брестский государственный технический университет. – Брест, 2012. – 24с.
42. Safety of Structures. An independent technical expert review of partial factors for actions and load combinations in EN 1990 "Basis of Structural Design": BRE Client Report № 210297 [Electronic resource] / Building Research Establishment. –2003. –Mode of access : <http://www.europanconcrete.eu>. –Date of access : 10.05.2011.
43. Marková, J. Calibration of partial factors for design of concrete structures [Text] / J. Marková, M. Holicky // In Faber, M.H. – Köhler, J. – Nishijima, K. (eds.), Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema, 2011. p. 986-990.

Тур Виктор Владимирович

Брестский государственный технический университет, Республика Беларусь, г. Брест

Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Технологии бетона и строительных материалов»

E-mail: vtur@bstu.by.

Надольский Виталий Валерьевич

Белорусский национальный технический университет, Республика Беларусь, г. Минск

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Металлические и деревянные конструкции»

E-mail: Nadolskivv@mail.ru

V. TUR, V. NADOLSKI

**THE PARTIAL FACTOR VALUES CALIBRATION FOR
THE ULTIMATE LIMIT STATE CHECKING OF STEEL STRUCTURES
FOR THE CONDITIONS REPUBLIC OF BELARUS. PART 1**

The aim of the study is to determine science-based values of the partial factors for design of steel structures, taking into account the specified values of reliability levels. The object of the study is steel structural elements. Methods: mathematical modeling, numerical and analytical methods, parametric and graphic analysis. According to the reliability concept of building structures adopted in the standard

ISO 2394, EN 1990, in the Republic of Belarus the target reliability levels for designed structures are set. It caused a necessity to calibrate the partial factors of steel structures based on the target reliability level using probabilistic methods. The article consists of two parts. The first part is devoted to the justification of the probabilistic models of basic variables included in the function of the limit state of the steel members. The second part reflects the results of the calibration of partial factors ensuring the achievement of the target reliability level.

Keywords: *reliability, steel structure, function of the (limit) state, the probability model, a probabilistic calculation, the reference period, model uncertainty, failure, calibration, reliability index, basic variable.*

BIBLIOGRAPHY

1. EN 1990 Eurocode: Basis of structural design – Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
2. Allen, D.E. Limit States Design – A Probabilistic Study [Text] / D. E. Allen // Canadian Journal of Civil Engineering. – 1975. – Vol. 2, № 1.–P. 36-49.
3. Ellingwood, B. Probability based load criteria: load factors and load combinations [Text] / B. Ellingwood, G. MacGregor, T.V. Galambos, A. Cornell // ASCE, Journal of Structural Division. – 1982. – Vol. 108, № 5. – P. 978-997.
4. Vrouwenvelder, A.C.W.M. Probabilistic calibration procedure for the derivation of partial safety factors for the Netherlands building codes [Text] / A.C.W.M. Vrouwenvelder, A.J.M. Siemes // Delft University of Technology. – 1987. – Vol. 32 (4). – P.9-29.
5. Sorensen, J.D. Calibration of partial safety factors for Danish structural codes [Text] / J.D. Sorensen, S.O. Hansen, T. Arnbjerg Nielsen // Proc. IABSE Conf. Safety, risk and reliability—trends in engineering. – Zurich, 2001. - P. 179–184.
6. Holicky, M. Reliability assessment of alternative Eurocode and South African load combination schemes for structural design [Text] / M. Holicky, J. Retief // Journal of the South African Institution of Civil Engineering. – 2005. – Vol. 47, № 1. – P. 15–20.
7. ISO 2394-2007. Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy. Obshchiye printsipy. – Vved. 01.07.2008. –Minsk: Gosstandart Respubliki Belarus', 2007. – 69s.
8. JCSS Probabilistic Model Code //Joint Committee of Structural Safety[Electronic resource]. –2001. –Mode of access: <http://www.icss.ethz.ch>. –Date of access: 15.01.2012.
9. Sýkora, M. Comparison of load combination models for probabilistic calibrations [Text] /M. Sýkora, M. Holicky// Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema. – 2011. –P. 977-985.
10. Gulvanessian, H. Reliability based calibration of Eurocodes considering a steel member [Text] / H.Gulvanessian, M. Holicky // Workshop on Reliability Based Code Calibration : Press Release, Zurich, March 21-22, 2002 [Electronic resource] / Swiss Federal Institute of Technology (ETH Zurich). –2002. –Mode of access : http://www.icss.ethz.ch/events/WS_2002-03/WS_2002-03.html. –Date of access : 08.07.2011.
11. Markovskiy D.M. Kalibrovka znacheniy parametrov bezopasnosti zhelezobetonnykh konstruksiy s uchotom zadannykh pokazateley nadozhnosti [Tekst]: avtoref. dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01 / D.M. Markovskiy; Brestskiy gosudarstvennyy tekhnicheskii universitet. – Brest, 2009. – 24s.
12. Shpete, G. Nadozhnost' nesushchikh stroitel'nykh konstruksiy. Moskva: Stroyizdat.– 1994 g. – 288 s.
13. Martynov, YU.S. Statisticheskiye parametry bazisnykh peremennykh, vkhodyashchikh v modeli soprotivleniya stal'nogo elementa [Tekst] / YU.S. Martynov, V.V. Nadol'skiy // Arkhitektura i stroitel'nyye nauki. – 2014. – № 1, 2(18, 19). – S. 39-41
14. Byfield, M.P. Steel design and reliability using Eurocode 3. PhD thesis, University of Nottingham. 1996
15. Simões da Silva, L. Statistical evaluation of the lateral–torsional buckling resistance of steel I-beams, Part 2: Variability of steel properties [Text] / L. Simões da Silva, C. Rebelo, D. Nethercot, L. Marques, R. Simões, P.M.M. Vila Real // Journal of Constructional Steel Research. – 2009. –№4(65). –P.832-849.
16. Melcher, J. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products [Text] / J.Melcher, Z.Kala, M.Holicky, M.Fajkus, L.Rozlivka// Journal of Constructional Steel Research. –2004. Vol. 60, № 3–5,–P.795-808.
17. Kala, Z. D. Comparison of Material Characteristics of Austrian and Czech Structural Steels [Text] /Z.Kala, J.Melcher, D.Novák // International Journal of Materials and Structural Reliability. –2005. – № 1(3). – P. 43-50.
18. Baldin, V.A. Obespechennost' normativnykh i raschetnykh soprotivleniy malouglerodisty stali dlya stroitel'nykh metallokonstruksiy [Tekst] / V.A. Baldin, M.R. Uritskiy // Prom. str-vo. – 1978. – №6. –S.19-21.
19. Uvarov, B.YU. Statisticheskoye issledovaniye svoystv i obosnovaniye raschetnykh soprotivleniy nizkolegirovannykh staley dlya stroitel'nykh metallicheskih konstruksiy [Tekst]: Avtoref. dis... kand. tekhn. nauk/ MISI.-M., 1970. – 16s.
20. Uritskiy, M.R. Issledovaniye obespechennosti normativnykh i raschetnykh soprotivleniy malouglerodisty stali dlya stroitel'nykh konstruksiy [Tekst]: Avtoref. dis... kand. tekhn. nauk/ TSNIISK- M.,1975. - 19s.
21. Vedyakov, I.I. Sovremennyye printsipy normirovaniya kachestva materialov i stal'nykh konstruksiy [Tekst] / Vedyakov I.I. //Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 2007. – №2. – S. 62-64.
22. Sýkora, M. Reliability Analysis of a Steel Frame [Text] /M. Sýkora // In: ActaPolytechnica, Vydavatelství ČVUT, Prague, Czech Republic. – 2002. –а 4(42). – P. 27-34
23. Kala, Z. Influence of partial safety factors on design reliability of steel structures – probability and fuzzy probability assessments [Text] /Z. Kala// Journal of civil engineering and management. –2007. –№ 4(XIII). –P.291–296
24. Holicky, M. Safety design of lightweight roofs exposed to snow loads [Text] / M.Holicky // Engineering Sciences. –2007. –№58. –P. 51–57

25. Sýkora, M. Reliability-based design of roofs exposed to a snow load [Text] / M. Sýkora, M. Holický // In Li, J. - Zhao, Y.-G. - Chen, J. (eds.) Reliability Engineering - Proceedings of the International Workshop on Reliability Engineering and Risk Management IWRERM 2008, Shanghai, 21 - 23 August 2008. Shanghai: Tongji University Press. –2009. – P. 183-188.
26. Beck, A.T. A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian Structural Design codes [Text] / A.T. Beck, Jr. Souza // Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering. –2010. –№2(XXXII). –P. 119-127
27. Honfi, D. Reliability of beams according to Eurocodes in serviceability limit state [Text] / D. Honfi, A. Mårtensson, S. Thelandersson // Engineering Structures. – 2012. –Vol.35. –P.48-54
28. Nadolski, V. Uncertainty in Resistance Models for Steel Members [Text] / V. Nadolski, M. Sýkora // In: Transactions of the VSB - Technical University of Ostrava. Construction Series. –2014. – Vol.14 –P. 26–37.
29. Holický, M. Calibration of Reliability Elements for a Column [Text] / M. Holický, J. Marková // Workshop on Reliability Based Code Calibration : Press Release, Zurich, March 21-22, 2002 [Electronic resource] / Swiss Federal Institute of Technology (ETH Zurich). –2002. –Mode of access : http://www.jcss.ethz.ch/events/WS_2002-03/WS_2002-03.html. –Date of access : 08.07.2011.
30. SAKO. Joint Committee of NKB and INSTA-B. NKB Report: 1999:01 E, Basis of Design of Structures. Proposals for modification of Partial Safety Factors in Eurocodes
31. Gulvanessian H. and Holický M.. Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings Vol. 158, No. August 2005, Issue SB4, Pages 243–252.
32. Tur, V.V. Kalibrovka znacheniy koeffitsiyentov sochetaniy dlya vozdeystviy pri raschetakh zhelezobetonnykh konstruksiy v postovannykh i osobykh raschetnykh situatsiyakh [Tekst] / V.V. Tur, D.M. Markovskiy // Stroitel'naya nauka i tekhnika. –2009. –№ 2 (23). –S. 32–48.
33. Markovskiy, D.M. Kalibrovka znacheniy parametrov bezopasnosti zhelezobetonnykh konstruksiy s uchotom zdaniy pokazateley nadozhnosti [Tekst]: avtoref. dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01 / D.M. Markovskiy; Brestskiy gosudarstvennyy tekhnicheskiy universitet. – Brest, 2009. – 24s.
34. Gordeyev, V.N. Nagruzki i vozdeystviya na zdaniya i sooruzheniya [Tekst] / V.N. Gordeyev [i dr.] ; pod obshch. red. A.V. Perel'mutera. – Moskva : Assotsiatsii stroitel'nykh vuzov, 2007. –482 s.
35. Ravzer, V.D. Metody teorii nadezhnosti v zadachakh normirovaniya raschetnykh parametrov stroitel'nykh konstruksiy [Tekst]. – M.: Stroyizdat, 1986.-192s.
36. Bulychev, A.P. Vremennyye nagruzki na nesushchiye konstruksii zdaniy torgovli [Tekst] / A.P. Bulychev [i dr.] // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 1989. – № 3. – S. 57-59.
37. Avramenko P.V. Vremennyye nagruzki na perekrytiya mnogoetazhnykh administrativnykh zdaniy [Tekst] / P.V. Avramenko // Stroitel'mekhanika i raschet sooruzheniy. – 1980. №1. – S. 67-71.
38. Holický, M. & Sýkora, M. Conventional probabilistic models for calibration of codes. In M.H. Faber, J. Köhler & K. Nishijima (eds.), Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema, 2011. p. 969-976.
39. Tur, V.V. Normirovaniye snegovykh nagruzok dlya territorii Respubliki Belarus' [Tekst] / V.V. Tur, V.Ye. Valuyev, S.S. Derechennik, O.P. Meshik, I.S. Voskoboynikov // Stroitel'naya nauka i tekhnika. – 2008. – № 2. – S. 27–45.
40. Králik, J. Comparison of Probabilistic Methods to Solve the Reliability of Structures in ANSYS [Text] / J. Králik // In Proceedings of conference ANSYS. pp 63-70 (8 p). TechSoftEngineering&SVSFEM, Pilsner, Czech Republic, September 23 - 25, 2009. ISBN 978-80-254-5437-4
41. Chernouvan, A.V. Normirovaniye vetrovoy nagruzki na zdaniya i sooruzheniya dlya klimaticheskikh usloviy Respubliki Belarus' [Tekst]: avtoref. dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01 / A.V. Chernouvan; Brestskiy gosudarstvennyy tekhnicheskiy universitet. – Brest, 2012. – 24s.
42. Safety of Structures. An independent technical expert review of partial factors for actions and load combinations in EN 1990 "Basis of Structural Design": BRE Client Report № 210297 [Electronic resource] / Building Research Establishment. –2003. –Mode of access : <http://www.europeanconcrete.eu>. –Date of access : 10.05.2011.
43. Marková, J. Calibration of partial factors for design of concrete structures [Text] / J. Marková, M. Holický // In Faber, M.H. – Köhler, J. – Nishijima, K. (eds.), Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1-4 August, 2011, ETH Zurich, Switzerland. Leiden (The Netherlands): Taylor & Francis/Balkema, 2011. p. 986-990.

V. Tur

Brest State Technical University, Republic of Belarus, Brest

Doctor of Tech. Sciences, professor, Head of the Department "Technology of concrete and building materials"

E-mail: vtur@bstu.by.

V. Nadolski

Belarusian National Technical University (BNTU), Republic of Belarus, Minsk

Candidate of Tech. Sciences, associated professor, Department of "Metal and Timber Structures"

E-mail: Nadolskiv@mail.ru

ЦУКЕРНИКОВ И.Е., СМИРНОВ В.А.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УРОВНЕЙ ВИБРАЦИИ ПЕРЕКРЫТИЙ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ, ВЫЗВАННЫХ ДВИЖЕНИЕМ ПОЕЗДОВ МЕТРОПОЛИТЕНА

Работа посвящена теоретико-экспериментальному анализу результатов полевых испытаний колебаний несущих конструкций жилого здания, вызванных движением поездов метрополитена в тоннеле неглубокого заложения. На текущий момент в отечественной нормативной документации отсутствует чётко сформированная и научно обоснованная методика прогноза уровней вибрации перекрытий жилых зданий, которая на стадии проектирования или реконструкции жилого здания позволила бы оценить соответствие уровней вибрации в жилых помещениях требованиям Санитарных норм. При этом, существующие методики перехода от вибрации поверхности грунта на несущие конструкции здания носят, зачастую весьма условный, эмпирический характер. В связи с этим, были проведены натурные измерения уровней вибрации поверхности грунта, фундамента здания, а также контура и середины плиты перекрытия типового 6-этажного здания, расположенного вблизи Арбатско-Покровской линии Московского метрополитена. Во время измерений регистрировали не менее 10 проходов поездов метрополитена, как по ближнему, по отношению к исследуемому зданию, так и по дальнему тоннелям. В работе представлены вычисленные и усреднённые за время измерений коэффициенты передачи вертикальных колебаний между указанными группами элементов конструкций. Вычисленные таким образом коэффициенты передачи могут быть использованы при прогнозе уровней вибрации в схожих по конструктивному решению зданиях при движении поездов метрополитена.

Ключевые слова: *вибрация, транспортная вибрация, колебания грунта, метрпоезда, ускорение, коэффициент перехода, метрополитен.*

Транспортная инфраструктура крупных городов и мегаполисов невозможна без наличия самого эффективного вида массового транспорта – метрополитена, позволяющего обеспечить наибольший провоз пассажиров. Развитие транспортной сети метрополитена «вгрызается» в существующую спланированную городскую застройку, да и площадок для нового строительства, не подверженных влиянию техногенной активности от метрополитена, становится всё меньше. Известно, что линии метрополитена мелкого заложения являются источником повышенной вибрации, которая распространяется по грунту и передается на фундаменты зданий, расположенных в технической зоне метрополитена [1]. Данное колебательное воздействие, затем, распространяется по несущим конструкциям здания и вызывает вибрацию стен и перекрытий, которая сказывается как на техническом состоянии зданий, так и на санитарно-гигиенических условиях пребывания в них людей. Вибрация, создаваемая в помещениях жилых и общественных зданий от движения поездов метрополитена, носит непостоянный прерывистый характер с выраженным преобладанием сигнала в полосе частот 22,5 – 90 Гц и повторяется с периодом, определяемым графиком движения поездов метрополитена. Существующие нормативные документы - СН 2.2.4/2.1.8.566-96 и СН 2.2.4/2.1.8.562-96 позволяют оценить допускаемые величины виброскоростей в жилых помещениях зданий. При этом действующий СП 23-105-2004 позволяет прогнозировать уровни вибрации поверхности грунта на любом удалении от оси тоннеля.

Однако основной трудностью, встающей на пути инженера при решении задачи прогноза уровней вибрации и структурного шума в жилых помещениях здания, является отсутствие научно-обоснованной методики, которая на стадии проектирования или реконструкции жилого здания позволила бы оценить соответствие уровней вибрации в жилых помещениях требованиям Санитарных норм.

Существующие работы [2 – 6], посвященные задачам расчёта распространения вибрации от туннелей метрополитена на этажи жилых зданий используют программные комплексы,

основанные на методе конечных элементов, для решения волновой задачи распространения колебаний от тоннеля по грунту до сооружения и определения скоростей колебаний стен и перекрытий исследуемого здания. В работе [2] представлена комбинация методов конечных и граничных элементов, позволяющих учитывать полубесконечные грунтовые массивы, для решения задачи определения уровней вибрации поверхности грунта над станцией метрополитена. В работе [3] дополнительно произведён учёт стратифицированности слоёв грунта с различными упругими и диссипативными характеристиками. В работе [4] применяется методика, основанная на решении плоской гармонической задачи теории вязкоупругости, реализованной в рамках метода конечных элементов, которая позволяет учитывать безграничные массивы и континуальное представление упругих, инерционных и демпфирующих свойств среды. В работах [5-6] решается плоская и трёхмерная задача распространения колебаний в стратифицированной среде и определяются уровни колебаний как на поверхности грунта, так и на перекрытиях существующих зданий. Указанные работы посвящены детальным теоретико-численным исследованиям и прогнозированию уровней вибрации в жилых зданиях, однако в них мало внимания уделено экспериментальному подтверждению полученных расчётных предпосылок. Данная работа восполняет указанный промежуток, предоставляя и анализируя результаты натурных испытаний.

Прогнозирование вибрации и структурного шума от движения поездов метрополитена в помещениях проектируемых зданий осуществляется посредством измерения вибрации на грунте строительной площадки, расчета нормируемых параметров вибрации и уровней структурного шума в помещениях с учетом передачи вибрации на фундамент здания, резонансов плит перекрытий и излучения звука ограждающими поверхностями помещений (стены, потолок, пол) с рассчитанными на них уровнями виброскорости. Выполнение измерений проводят в соответствии с методом, установленным сводом правил СП 23-105-2004 [1], в котором отмечена выше специфика источника вибрации, состоящая в том, что поезда метрополитенов создают значимую вибрацию лишь в трех октавных полосах со среднегеометрическими частотами 16, 31,5 и 63 Гц, а в остальных более низких нормируемых полосах частот она не выделяется над уровнем фоновой вибрации. Вместе с тем для оценки уровней структурного шума в проектируемом здании измерения вибрации необходимо выполнять также в октавных полосах со среднегеометрическими частотами, превышающими 63 Гц, до полосы, начиная с которой сигнал от проходящего поезда не будет выделяться над фоновым сигналом.

В работе измерения проводились на месте будущего строительства жилого комплекса вблизи перегонных тоннелей Арбатско-Покровской линий метрополитена в районе станции «Кунцевская». Взаимное расположение проектируемого комплекса и тоннелей метро в плане показано на рис. 1, где также частично указаны точки проведения измерений.

Замеры вибрации проводились как снаружи здания, в указанных на рис. 1 точках (в данной работе особый интерес представляют точки №3 и 4 с рис. 1, они же – точки 1 и 2 на рис. 2), так и внутри здания, в указанных на рис. 2 точках – в подвале (точка №3), а также на перекрытии (точки №№4, 5). Т. 2 на рис. 2 располагалась в непосредственной близости от вертикальной стены лестничного марша. Т. 4 и т. 5 располагались на площадке лестничного марша.

Для определения передаточных коэффициентов замеры проводились синхронно в указанных точках в направлении осей координат. Время замера на каждой точке составляло 15 минут, за которое на акселерограмме фиксировалось не менее 10 проходов поездов метрополитена, как по ближнему к зданию тоннелю, так и по дальнему. На рис. 3 представлена типичная акселерограмма колебаний грунта в точках измерений при прохождении поездов метрополитена.

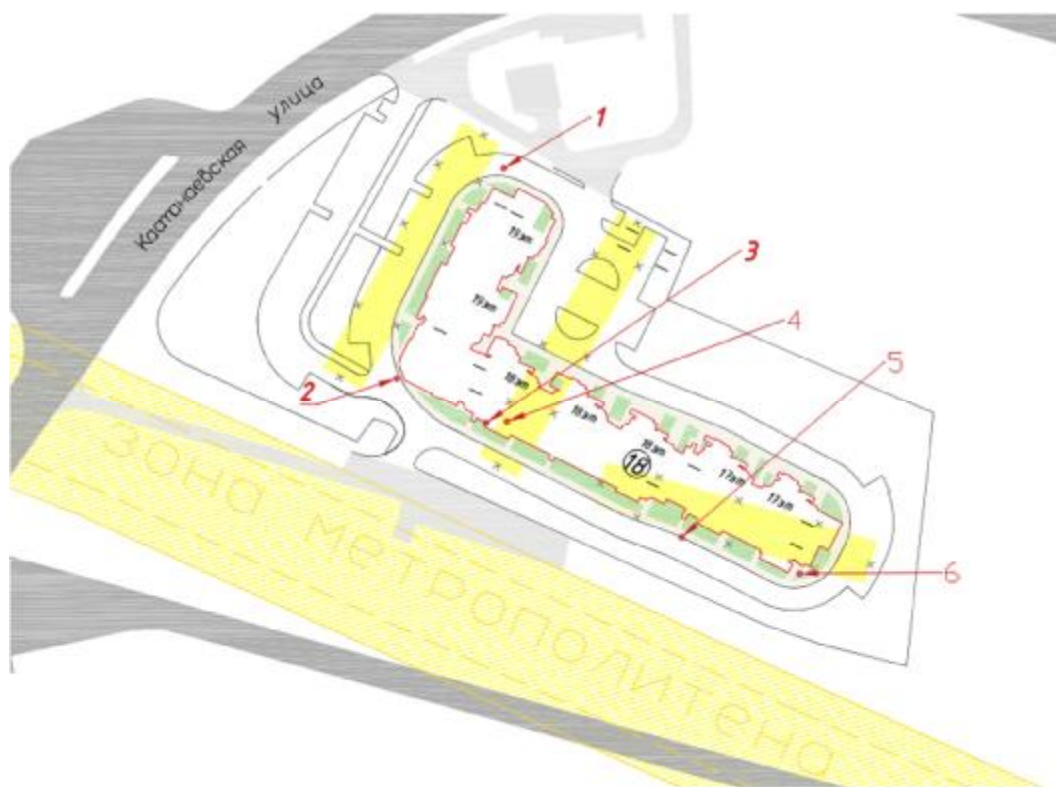


Рисунок 1 – Схема расположения точек замеров вибрации на месте будущего строительства жилого комплекса вблизи станции «Кунцевская» Арбатско-Покровской линии метрополитена

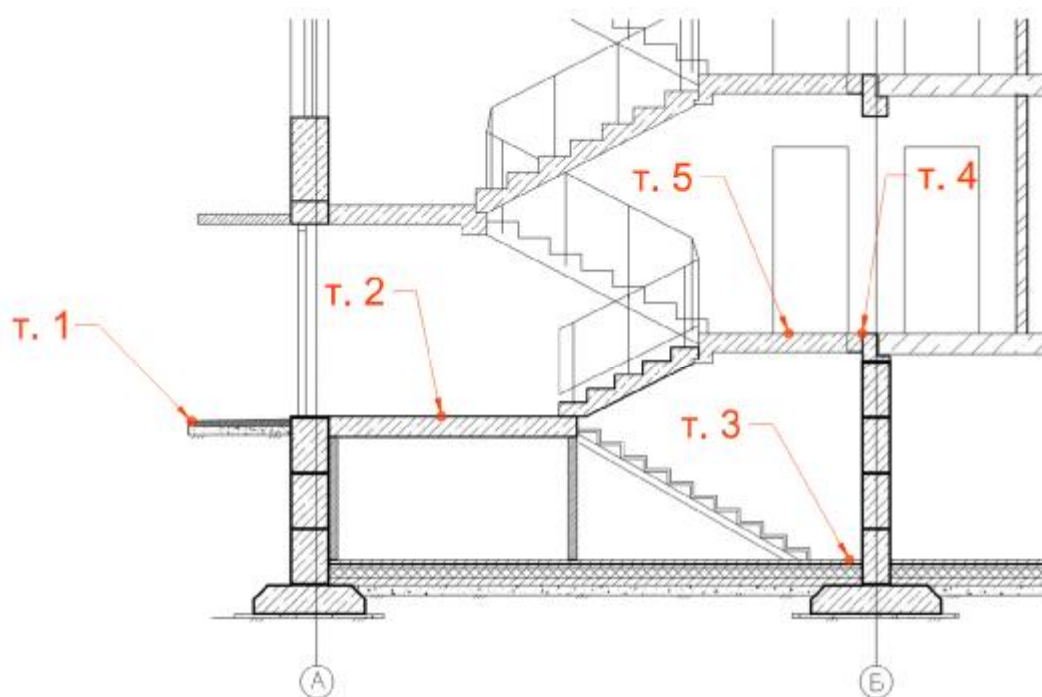


Рисунок 2 – Схема расположения точек замеров вибрации внутри здания, расположенного вблизи станции «Кунцевская» Арбатско-Покровской линии метрополитена

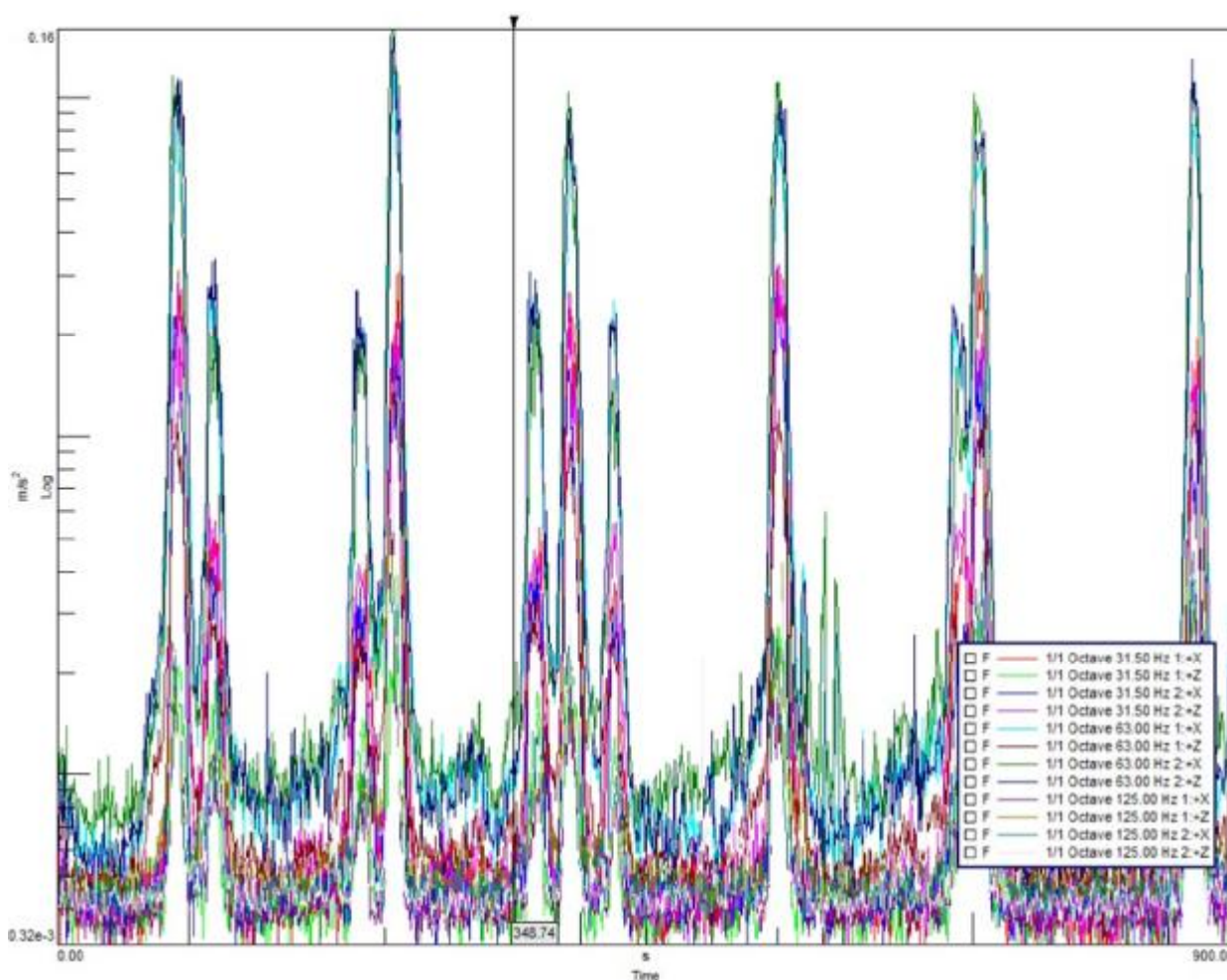


Рисунок 3 – Акселерограмма колебаний грунта в точках измерений при прохождении поездов метрополитена

Коэффициенты передачи вертикальных колебаний определялись как соответствующие отношения виброскоростей колебаний в двух точках (например, грунт – подвал) в момент прохождения поездов метрополитена в октавных полосах со среднегеометрической частотой 16, 31,5, 63 и 125 Гц.

В таблицах 1 – 4 представлены вычисленные и усреднённые за время измерений коэффициенты передачи k_1 – грунт – фундамент (т. 1 в т. 3), k_2 – фундамент – опорный контур перекрытия (т. 3 в т. 4) и k_3 – опорный контур перекрытия – пролёт перекрытия (т. 4 в т. 5).

Таблица 1 – Коэффициенты передачи k_1 грунт-фундамент

Октавные полосы со среднегеометрическими частотами, Гц	Номера проходов поездов									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
16	0,7	1,2	0,9	0,9	0,7	0,9	1,0	0,6	1,1	1,0
31,5	0,4	0,8	0,7	0,7	0,4	0,5	0,6	0,6	0,5	0,7
63	0,3	0,3	0,3	0,3	0,2	0,3	0,4	0,3	0,3	0,3
125	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,3	0,6	0,5	0,4	0,5

Таблица 2 – Коэффициенты передачи k_2 фундамент – перекрытие

Октавные полосы со среднегеометрическими частотами, Гц	Номера проходов поездов									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
16	2,1	1,0	0,8	1,0	1,0	1,3	1,1	1,5	0,9	0,8
31,5	2,3	1,7	2,1	2,1	1,2	1,5	1,8	1,8	1,6	1,6
63	1,5	1,2	1,0	2,1	1,1	2,0	2,1	1,5	2,0	1,5
125	1,6	1,5	1,7	1,7	2,0	2,2	1,4	2,3	1,3	2,0

Таблица 3 – Коэффициенты передачи k_3 контур перекрытия – центр

Октавные полосы со среднегеометрическими частотами, Гц	Номера проходов поездов									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
16	1,4	0,6	0,7	0,8	0,8	0,8	1,3	1,5	1,0	1,5
31,5	0,6	1,9	0,8	0,9	0,8	0,7	1,3	1,1	0,9	1,0
63	0,9	1,1	1,1	0,6	0,8	0,6	0,8	1,0	0,7	1,0
125	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,5	0,5	0,5	0,4

Таблица 4 – Средние значения коэффициентов передачи

Октавные полосы со среднегеометрическими частотами, Гц	Среднее значение		
	k_1	k_2	k_3
16	0,9	1,2	1,0
31,5	0,6	1,8	1,0
63	0,3	1,6	0,9
125	0,4	1,8	0,5

На рис. 4 а – в представлены вычисленные значения коэффициентов передачи в дБ в октавных полосах со среднегеометрическими частотами 16 – 125 Гц.

Полученные результаты коэффициентов передачи грунт – фундамент согласуются с физической постановкой задачи – снижение уровней вибрации сильнее на высоких частотах. Однако на частоте 125 Гц, начиная с 4-го поезда величина коэффициента передачи снижается до значений, сопоставимых с коэффициентом передачи колебаний на частоте 63 Гц, что может быть связано с появлением между исследуемым объектом и тоннелем метрополитена дополнительного источника высокочастотных колебаний. В частности, на исследуемом участке между тоннелем метро и зданием располагалась автостоянка, на которой в данное время проводились ремонтные работы, которые повлияли на проведение эксперимента.

Как показали результаты измерений, величина коэффициентов передачи k_2 и k_3 зависит от геометрических и жесткостных параметров исследуемого сооружения. При прохождении волны от подвала до исследуемого этажа возбуждаются в здании частоты, близкие к резонансным. Отклик конструкции происходит уже в более узком частотном диапазоне, на собственных частотах, попадающих в частотный диапазон внешнего колебательного воздействия от метрополитена. Так, резонансная частота исследуемой плиты перекрытия размерами 1,2x2,4 м. составляет 35,79 Гц, в условиях шарнирного закрепления её контура, что попадает в октавную полосу 31,5 Гц, а коэффициент передачи при этом, становится равным 1,0, по сравнению с 0,9 – 0,5 в октавных полосах 63 – 125 Гц.

Прогнозируемые превышения уровней вибрации в жилых помещениях рассматриваемого в работе проектируемого здания, вычисленные по результатам измерений вибрации и аналогичного перерасчёта с учётом перехода «грунт – перекрытие» представлены в табл. 5.

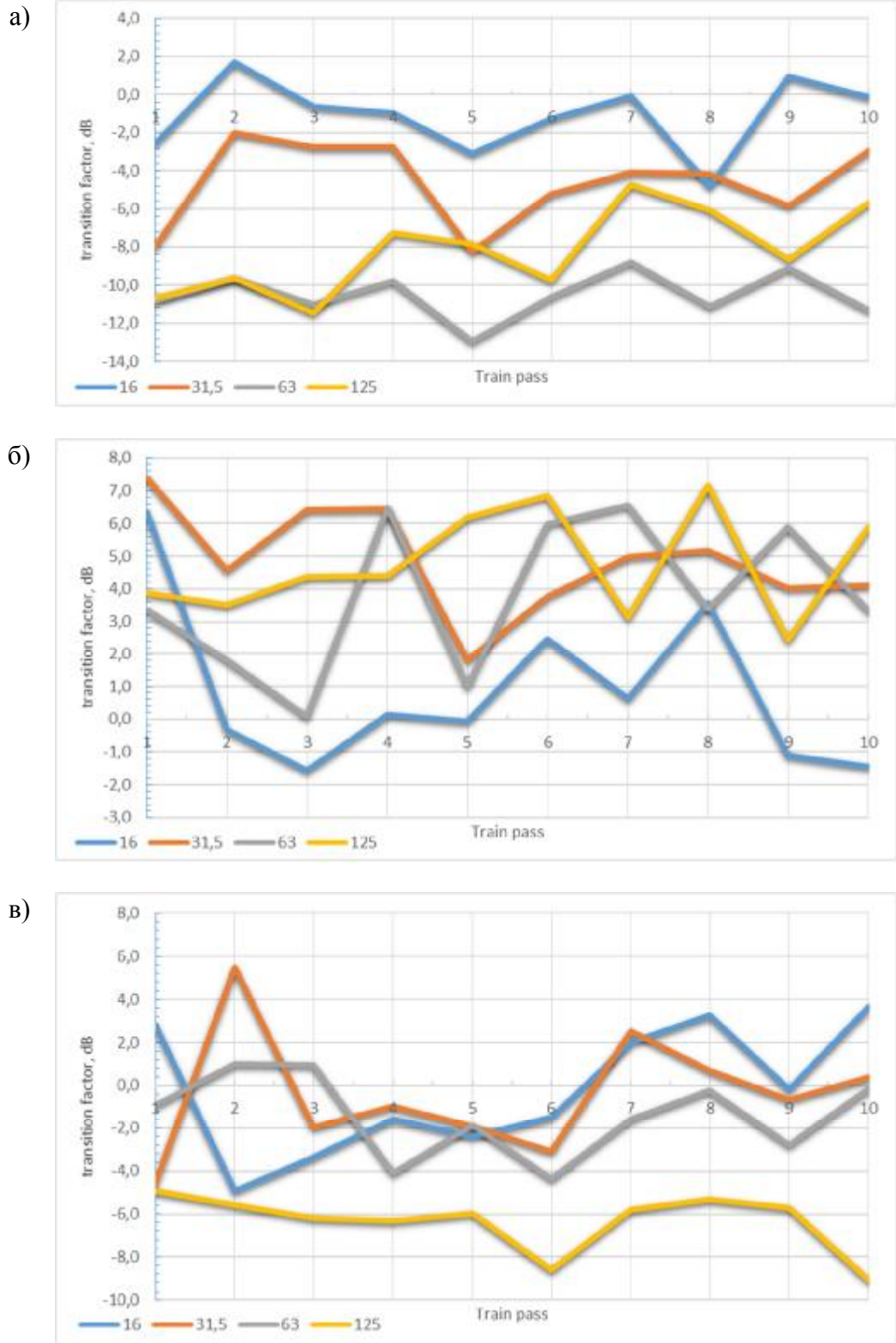


Рисунок 4 - Вычисленные значения коэффициентов передачи в дБ в октавных полосах со среднегеометрическими частотами 16 – 125 Гц на участках:
 а) грунт – фундамент; б) фундамент – опорный контур перекрытия;
 в) опорный контур перекрытия – пролёт перекрытия

Таблица 5 – Максимальные расчётные превышения вибрации

№ т. изме-рения	Номера секций	Расчетные превышения вибрации, дБ					
		16		31,5		63	
		v_{max}^j	v_{eq}	v_{max}^j	v_{eq}	v_{max}^j	v_{eq}
1 – Z	1	-	-	-	-	-	-
2 – Z	2,3	-	-	1,26 (2,0 дБ)	1,29 (2,2 дБ)	1,13 (1,1 дБ)	-
3 – Z	3,4	-	-	-	-	1,16 (1,3 дБ)	1,21 (1,6 дБ)
5 – Z	5,6	-	-	1,98 (5,9 дБ)	2,85 (9,1 дБ)	7,85 (17,9 дБ)	10,12 (20,1 дБ)
6 – Z	7	-	-	-	-	-	1,19 (1,5 дБ)

Такое значительное увеличение связано с тем, что в жилом комплексе перекрытия имеют различные размеры в плане, а соответственно и различные величины резонансного увеличения. Поэтому для учёта разных по форме и размерам помещений был выбран подход, при котором вычислялись коэффициенты резонансного увеличения для плит перекрытий различных размеров, а затем при прогнозе итоговые величины коэффициентов резонансного увеличения выбирались максимальными среди представленных плит перекрытий. Реализуемая методика расчёта позволяет оценить «в запас» прогнозируемые уровни колебаний плит перекрытий.

В работе проведен анализ текущих работ в области прогноза уровней вибрации перекрытий жилых зданий. Отмечено, что существующие методики расчёта зачастую используют теоретико-численные расчёты в программным комплексах МКЭ. По результатам натурных исследований представлены результаты вычисленных коэффициентов передачи грунт – перекрытия жилых зданий, которые позволяют оценить соответствие уровней колебания перекрытий требованиям Санитарных Норм. Используя указанные в таблице 4 коэффициенты, скорость колебаний перекрытий может быть вычислена по формуле:

$$v_{перекр}(t) = v_{грунт}(t) \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \quad (1)$$

где $v_{перекр}(t)$ – скорость колебаний центра перекрытия; $v_{грунт}(t)$ – скорость колебаний поверхности грунта вблизи контура будущего строения; $k_1 - k_3$ – коэффициенты передачи в соответствии с таблицей 4.

Указанный подход учитывает как характеристики грунта основания, так и реальные коэффициенты передачи на границах раздела сред (например, грунт – фундамент) и предоставляет достаточно простой и надежный метод для оценки уровней вибрации перекрытий жилых или общественных зданий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Комплекс нормативных документов по оценке шума и вибрации от метрополитена. Сб. нормативных документов МОО «Тоннельная ассоциация» [Текст]. – М.: ТИМП, 1998. – 320 с.
2. Pranesh Chatterjee, Geert Degrande, Didier Clouteau, Tahmeed Al-Hussaini, Maarten Arnst, Ramzi Othman. “Numerical modelling of ground borne vibrations from underground railway traffic”. Proc. of the 6th National Congress on Theoretical and Applied Mechanics, Ghent, Belgium, 2003.
3. Degrande G, Clouteau D, Othman R, Arnst M, Chebli H, Klein R, Chatterjee P, Janssens B. “A numerical model for ground-borne vibrations from underground railway traffic based on a periodic finite element-boundary element formulation”. Journal of Sound and Vibration, 2006, 293(3/5): 645–666.
4. Курнавин, С.А. «Методика оценки ожидаемых уровней вибрации в зданиях вблизи рельсовых магистралей [Текст] // Жилищностроительство. – 2008. – №1 – С. 12-16.
5. Дашевский, М.А. Прогноз уровней вибрации здания от движения поездов метрополитена [Текст] / М.А. Дашевский, В.Л. Мондрус // Промышленное и гражданское строительство. – 2013г. – №11. – С. 52 – 54.
6. Мондрус, В.Л. Применение КЭ-моделирования для решения задачи распространения колебаний от движения поездов метрополитена [Текст] / В.Л. Мондрус, В.А. Смирнов // Научно-технический вестник Поволжья. – 2013. – №3. – С. 206-209

Цукерников Илья Евсеевич
НИИСФ РААСН, г. Москва
Д.т.н.
E-mail: 3342488@mail.ru

Смирнов Владимир Александрович
НИИСФ РААСН, г. Москва
К.т.н.
E-mail: belohvost@list.ru

I. TSUKERNIKOV, V. SMIRNOV

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF FLOOR'S VIBRATION INSIDE RESIDENTIAL BUILDING SUBJECTED TO UNDERGROUND TRAIN MOVEMENTS

Currently, in the domestic regulatory documents there is no clearly formulated and scientifically grounded methodology of the floor vibration forecast inside the residential buildings, which will enable to calculate the compliance of floor vibration levels of designed or reconstructed building to meet the requirements of Sanitary standards SN 2.2.4/2.1.8.566-96. Currently existing methods of conversion from vibration levels of the ground surface to the load bearing structures are often highly contingent and empirical in nature. In this regard, we conducted field measurements of the vibration levels of the ground surface, of the building foundation and both of the contour and mid-span of the floor inside a 6-storey building located close to the Arbatsko-Pokrovskaya line of the Moscow metro. During the measurements there were recorded at least 10 passes of metro trains, through the nearest, in relation to the investigated building, and the far tunnels. The paper presents calculated and averaged over the time of measurements transmission coefficients of vertical vibrations between the said groups of structural elements. The calculated transfer coefficients can be used to predict vibration levels in similar buildings subjected to underground traffic impact.

Keywords: vibration isolation; transport vibrations; ground oscillations; metro trains; acceleration levels; transition coefficient.

BIBLIOGRAPHY

1. Kompleks normativnykh dokumentov po otsenke shuma i vibratsii ot metropolitena. Sb. normativ-nykh dokumentov MOO «Tonnel'naya assotsiatsiya» [Tekst]. – M.: TIMR, 1998. – 320 s.
2. Pranesh Chatterjee, Geert Degrande, Didier Clouteau, Tahmeed Al-Hussaini, Maarten Arnst, Ramzi Othman. “Numerical modelling of ground borne vibrations from underground railway traffic”. Proc. of the 6th National Congress on Theoretical and Applied Mechanics, Ghent, Belgium, 2003.
3. Degrande G, Clouteau D, Othman R, Arnst M, Chebli H, Klein R, Chatterjee P, Janssens B. “A numerical model for ground-borne vibrations from underground railway traffic based on a periodic finite element-boundary element formulation”. Journal of Sound and Vibration, 2006, 293(3/5): 645–666.
4. Kurnavin, S.A. «Metodika otsenki ozhidayemykh urovney vibratsii v zdaniyakh vblizi rel'sovykh magi-straley [Tekst] // Zhilishchnoyestroitel'stvo. – 2008. – №1 – S. 12-16.
5. Dashevskiy, M.A. Prognoz urovney vibratsii zdaniya ot dvizheniya poyezdov metropolitena [Tekst] / M.A. Dashevskiy, V.L. Mondrus // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2013g. – №11. – S. 52 – 54.
6. Mondrus, V.L. Primeneniye KE-modelirovaniya dlya resheniya zadachi rasprostraneniya kolebaniy ot dvizheniya poyezdov metropolitena [Tekst] / V.L. Mondrus, V.A. Smirnov // Nauchno-tekhnicheskiiy vestnik Povol-zh'ya. – 2013. – №3. – S. 206-209

I. Tsukernikov

Research Institute of Building Physics Russian Academy of Architecture and Construction Science (NIISF RAABS), Moscow
Doctor of Tech. Sciences, prof.
E-mail: 3342488@mail.ru

V. Smirnov

Research Institute of Building Physics Russian Academy of Architecture and Construction Science (NIISF RAABS), Moscow
Candidate of Techn. Sciences, senior reseacher
E-mail: belohvost@list.ru

УДК 728.84

БУДАРИН Е.Л.

АРХИТЕКТУРНО-ДИЗАЙНЕРСКОЕ ФОРМООБРАЗОВАНИЕ ИНДИВИДУАЛЬНОГО ЖИЛИЩА И ШЕСТЬ ОСНОВНЫХ ПРИНЦИПОВ ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ В УСЛОВИЯХ САМОДЕЯТЕЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

В статье рассматривается современное развитие индивидуального жилища, которое дает большой материал, заслуживающий особого внимания архитекторов, дизайнеров и строителей. Рассматривается направление о массовом строительстве в «частном секторе», где ведется в основном самострой, здесь нужны необходимые пути улучшения эстетических качеств такой застройки в сотрудничестве индивидуальных застройщиков с профессиональными проектировщиками (архитекторами и дизайнерами).

В результате были выявлены и сформулированы шесть основных принципов объемно-планировочных решений индивидуального жилища в условиях самодеятельного строительства, которые необходимы для применения уже сегодня.

Ключевые слова: индивидуальное жилище; самострой; самодеятельное строительство; частный сектор; вернакуляр; принципы объемно-планировочных решений.

Введение

В Российском индивидуальном жилищном строительстве совсем недавно преобладали две крайности. Бездумное копирование западных образцов жилища, или очень бурная фантазия отдельных владельцев индивидуального жилища на тему русской особенности. Теперь таких построек становится намного меньше, постепенно начинает исчезать в строительстве и дворцовый пафос, и стерильный минимализм. Большую часть архитектурных профессиональных предложений составляют индивидуальные жилые дома в поселках с продуманной общей концепцией, выполненных в едином стиле. «Шанхай» из разномастных, отдельно стоящих домов отходят в прошлое. Больше всего принимаются решения на европейский лад: в меру – современное, в меру – традиционное [11].

Современное развитие индивидуального жилищного строительства предлагает сейчас большой материал, заслуживающий особого внимания архитекторов, дизайнеров и строителей. Все самое прогрессивное и интересное, что содержит в себе народное традиционное жилище, должно быть использовано при проектировании и строительстве индивидуальных жилых домов [4, 8].

1. Архитектурно-дизайнерское формообразование индивидуального жилища

Жилые городские районы с индивидуальным жилищем, которые начали появляться где-то со второй половины 80-х годов XX-го века, стали сильно отличаться от «частного сектора» 60-х годов XX-го века тем, что у них присутствует регулярная планировка улиц и нарезка земельных участков. В новых районах застройки все улицы спроектированы как можно шире, поэтому будет и удобнее для проезда, для разворота и работы габаритного автотранспорта. Уличная сеть вся имеет правильную планировку, чем чрезвычайно запутанная планировка прошлых лет, сложившаяся во многом, стихийно. Земельные участки под строительство индивидуальных жилых домов в настоящий период выделяются от шести соток и более, как правило, в пределах одного поселка все имеют одинаковую площадь [4, 8].

Архитектурный облик (внешний вид, размеры, планировка, материалы и конструкции) современных индивидуальных жилых домов теперь определяется, в основном, двумя факторами:

- изменившимся представлением городских жителей о том, каким должен быть их жилой дом и повышением их материального состояния;
- изменившимся за последние годы представлением о строительной базе, которая также диктует свои новые условия и правила (это новая техника, новые технологии, новые строительные материалы) [4, 8].

Современное новое жилище возводится из белого силикатного кирпича и красного керамического. Красный кирпич в основном используется для декоративной отделки фасадов в сочетании с силикатным кирпичом. Для возведения стен, также применяют мелкогабаритные элементы, изделия и конструкции, стеновые блоки из легкого бетона с различным наполнителем (керамзит, пенополистирол, шлак и т.д.), а также газосиликат и газобетон. Фундаменты дома в основном делаются из бетонных блоков, но также очень часто в устройстве фундамента и цокольного этажа применяется монолитный железобетон. Для устройства перекрытий подвала и этажей применяются многопустотные панели перекрытия, а также монолитный железобетон. В связи с этим планировка жилых домов делается так, чтобы учитывалась длина плит перекрытия, которые имеются в наличии в данном регионе, это слишком обедняет объемно-пространственное решение зданий.

Крыши индивидуальных жилых домов в основном делаются скатными – чердачными, при уклоне стороны ската 30° или 45° , либо вместо чердачного пространства устраивается мансардный этаж [10] – жилое помещение, которое находится в чердаке жилого дома. Оно обычно бывает размером в границах наружных несущих стен, фасад мансардного этажа полностью или частично образовывается из поверхности крыши, расположенной наклонно или имеет ломаный вид, где линия пересечений плоскости фасада и плоскости крыши должна находиться не выше 1,5 м от уровня пола мансарды [1, 8]. Крыша мансарды имеет утепление из минеральной ваты или пенополиизола и покрывается шифером, либо оцинкованным металлом. В настоящее время применяются современные строительные материалы для кровли, такие как металлочерепица или цветной металлопрофиль (профнастил).

Современные индивидуальные жилые дома строят теперь не менее двух этажей (второй этаж делается, как минимум, мансардный). Гараж имеется почти в каждом жилом доме. Подвал так же обязательно имеется у всех, он, как правило, устраивается во весь размер дома в плане, как бы образуя цокольный этаж, если это позволяет сделать рельеф местности. Жилая площадь домов намного больше, чем в домах прошлых лет [4, 8].

2. Самострой. Самодеятельное строительство в индивидуальном жилище

Возведение индивидуального жилого дома в городах и пригороде своими силами – это есть «*самодеятельное строительство*», которое очень широко применялось ранее и применяется сегодня. Особенно большой размах этот процесс приобрел, начиная с 60 годов XX-го века. В этот период горожанам было разрешено, использовать свои личные сбережения и применять свой личный труд, своими руками начинать строить себе жилье в черте города. Под этот «*самострой*» выделялись земельные участки от 5 до 8 соток.

Постоянная реконструкция, которая происходит теперь в «*частном секторе*» и началась она с середины XX-го века, приобрела, «*второе дыхание*». Владельцы индивидуальных жилых домов, которые в последние годы так активно начали достраивать, надстраивать и обстраивать, свои жилые дома, стараясь приблизить их к уровню современных городских домов. В этом направлении начинает бурно развиваться «*самодеятельное строительство*», жильцы сами своими силами стараются возводить жилые дома и другие строения, и получается сплошной «*самострой*». Многие владельцы строят новые современные жилища, разбирая свои старые дома отжившие свой срок, или стараются пристроить самостоятельный, совершенно новый жилой дом, примкнув его непосредственно к старому существующему строению, и потом соединяют их проходом, получая дополнительную площадь [4, 8].

Непрофессиональный подход владельца к выполнению своего проекта, при строительстве или к проведению реконструкции своего индивидуального жилища ведет к совершению множества планировочных и конструктивных ошибок, которые являются везде однотипными

и приводят к последствиям тяжелого характера (к большим трещинам и даже к разрушениям строений) [10].

Рассматривая направление о массовом строительстве в районах *«частного сектора»*, где в основном ведется самострой, сейчас нужны необходимые меры по улучшению эстетических качеств такой застройки в сотрудничестве индивидуальных владельцев жилья с профессиональными проектировщиками (архитекторами и дизайнерами).

Самострой – это общая характерная черта индивидуального частного строительства, особая частная технология возведения собственных строений, известная как самодеятельное строительство или самостроительство. Методы самостроительства оказывают влияние на конструктивное решение строившегося здания, на характер отделки помещений, на инженерно-техническое оснащение индивидуального жилого дома и в конечном итоге определяет всю его архитектурно-художественную структуру.

Самостроительство (самострой) – это очень распространенное явление в *«частном секторе»*. Без особого преувеличения можно утверждать, что в нашей стране подавляющее большинство индивидуального жилья построено домовладельцами своими руками. Самострой имеет глубокие исторические корни и широкую мировую практику, происходит его неуклонный рост на протяжении последних десятилетий и расширение его форм [14, с. 139].

Без преувеличения можно утверждать, что для самостроительства главным фактором является экономический. Построить свой собственный дом своими руками, по собственному замыслу (проекту) всегда видится застройщику дешевле. Поэтому строительство своего собственного дома можно будет вести произвольно поэтапно, согласно текущим возможностям семейного бюджета, поэтому в основном все так и делается частными домостроителями. В таком случае строительство собственного дома своими силами растягивается примерно на несколько лет. Если рассматривать вопрос кроме экономического фактора, то здесь кроется еще и социально-психологический фактор. Также имеются духовные пристрастия и поиски человека, который мечтает создать свое самое лучшее и уютное жилище, построить именно свой собственный дом. Самострой – это явление в нашей стране, одного из самых доступных способов творческого самовыражения личности. Определенный процесс *«придумывания»* своего дома, процесс его возведения – не что иное, как вид самодеятельного творчества, самодеятельного строительства, причем особой его ипостаси – архитектурно-художественного творчества, выражения внешнего облика здания [14].

Вся застройка в индивидуальном жилищном комплексе *«частного сектора»* создается самостроем – *«самодеятельным строительством»*. Все это *«самодеятельное строительство»* в большинстве случаев складывается стихийно, произвольно с учетом увеличившихся темпов возводимого индивидуального жилища, в настоящий период ведет к полному хаосу, отсутствию направления в стиле, планировке без функциональных связей, как в общей организации всего жилья, также и в контексте всей окружающей природной среды.

В Европе в 70-е годы XX-го века был принят такой термин – *«Вернакуляр»* (искусство) – стиль в искусстве, имитирующий непрофессионализм [8].

Архитектурный вернакуляр (синоним: стихийная застройка, народная архитектура) – особое явление в архитектуре, выраженное в создании строений и их элементов непрофессионалами. Имеет специфические черты:

- несоответствие архитектурно-строительным стандартам, нормам и правилам;
- отсутствие стилевых направлений, приемов и границ [8].

Характерно, что возникновение вернакуляра, всегда диктуется необходимостью и крайней функциональностью. Существует так же вернакуляр, как стиль, используемый профессиональными архитекторами.

По этому, все направления по улучшению архитектурного облика здания, эстетических требований и совершенствования такой застройки определяются в совместном сотрудничестве индивидуальных частных застройщиков с профессиональными проектировщиками (архитекторами, дизайнерами) и строителями.

В нашей стране наблюдается большая активность нового индивидуального строительства, происходящего как в городских районах, так и в пригородной зоне. Продолжает расти реконструкция существующих строений с учетом новых технологий в строительстве. Все это

незначительно сдерживается финансовым кризисом, существующим сегодня в нашей стране. Для горожан строительство индивидуального жилища – не единственный способ, при помощи которого они решают свои жилищные проблемы: ведется строительство гаражей, дач и домов в садово-огороднических товариществах. Таким своеобразным способом люди позволяют себе расширить свое жизненное пространство, семейной жилой ячейки [6, 8].

Академик архитектуры Есаулов Г.В. называет все эти объекты как *«третий пласт в архитектуре»*, который составляет *«архитектура без архитектора»* [9]. Архитектор и дизайнер обязаны учитывать при проектировании жилого объекта все индивидуальные требования заказчика. Все эти требования часто противоречат нормам и правилам проектирования, это ведет к несостоятельности проекта. Таким образом, все эти жилые дома значительно отличаются между собой по качеству и внешнему облику в зависимости от условий и профессионализма проектировщика (архитектора и дизайнера) [2, 4].

Для жильцов приспособление своего индивидуального жилища к изменяющимся потребностям может иметь как быстрый, так и долговременный характер. Все строения обладают статичной и динамичной адаптацией, это оказывает значительное влияние на жизнедеятельный процесс человека в жилой среде дома с течением времени [17, 18]. Существующие жилые строения можно отнести к группе объектов со статической адаптацией, когда здания возводятся, но не учитываются возможности для их дальнейших объемно-планировочных и конструктивных изменений. Поэтому производится частичное разрушение сооружений в процессе строительства и реконструкции с целью изменения функционального зонирования объекта, по причине износа здания, обновления внешнего облика сооружения. Постоянная непрерывность таких происходящих процессов на протяжении всего периода функционирования объекта – характерная черта российского жилого фонда, унаследовавшего устаревшие традиции строительства, реконструкции и ремонта не учитывающие природные климатические особенности региона и дальнейших бытовых потребностей жильцов этих объектов.

Динамическая адаптация архитектурного объекта рассматривает возможность удобного процесса при необходимости для переоборудования или для реконструкции архитектурного объекта с определенным течением времени при необходимости изменения потребностей жильцов в объемно-планировочном решении. Это позволяет им снизить временные затраты и динамику строительных работ [17].

3. Принципы объемно-планировочных решений индивидуального жилища в условиях самодеятельного строительства

Современная российская практика проектирования и строительства индивидуального жилья не имеет устоявшихся научно обоснованных представлений о том, какими основными принципами следует руководствоваться для определения принадлежности разных типов жилища к соответствующему классу. Практический опыт классификации жилища по определенным признакам имеет историческую направленность. Традиционно среди специалистов для целей квалификации использовались наиболее важные предельные критерии и параметры: *градостроительные (по типу поселения), архитектурно-планировочные (по типу организации жилища), конструктивные (по типу применяемых конструкций), демографические (по типу проживающих семей), историко-хронологические (по периоду строительства)*. Такая классификация сохраняет свое большое значение и служит основой для дальнейшего развития и совершенствования индивидуального жилища [4, 5, 8].

Исследования основных принципов объемно-планировочных решений индивидуально жилища в условиях самодеятельного строительства – это комплексная задача, включающая взаимосвязанные между собой проблемы: экономические, социальные, демографические, градостроительные, конструктивные, объемно-планировочные, типологические, эргономические, экологические и технические решения [4, 8].

Результат исследований, проведенных автором, показал, что были выявлены и сформулированы следующие основные принципы объемно-планировочных решений индивидуально жилища в условиях самодеятельного строительства. Эти принципы необходимы для применения уже сегодня: 1) *принцип модульности, вариативности и роста;* 2) *принцип теплово-*

го, светового и функционального зонирования; 3) принцип эргономичности; 4) принцип экологичности; 5) принцип резервирования ресурсов; 6) принцип автономности [3, 4, 5, 8].

1. Принцип модульности, варибельности и «роста» (гибкая планировка с учетом трансформации) имеет модульную сборку с перспективой дальнейшего **«роста дома»**, применяется гибкость и адаптивность планировочных решений функционального пространства жилого дома к различным нуждам и потребностям разных групп населения. Каждой семье во время проживания в доме требуется постоянное изменение жилого пространства, такая необходимость продиктована постоянным изменением состава семьи. В данном результате, индивидуальное жилье должно иметь свойство адаптивности, которое приспосабливается к меняющимся требованиям жильцов. Этот принцип в практике получил широкую научную и проектную апробацию в трудах российских ученых и проектировщиков и находится в основе установления такого важного показателя, как наличие конструктивно-планировочного ресурса для гибкой планировки и изменяемости – требуемой вариантности планировочных решений при строительстве жилого дома, за счет различного рода трансформаций:

- **модульности секций жилого дома**, что подразумевает архитектурно-планировочную организацию и развитие жилого дома в дальнейшем со временем, в зависимости от возможных потребностей всех обитателей жилого дома и количественного состава семьи;

- **свободной планировочной схемы**, когда внешние стены жилого дома являются несущими, а внутренние перегородки возводятся исходя из общих условий строительства и требований жильцов дома к внутреннему пространству жилища;

- **«роста дома»**, подразумевает, что в зависимости от демографического состава семьи и ее социального положения происходит необходимое развитие дома. Развитие дома делится на два вида: **первый вид** – это когда жилой дом, рассчитан на одну семью, с учетом дальнейшего расширения ее состава и увеличения степени комфорта проживания; **второй вид** – это когда жилой дом, рассчитанный на совместно-раздельное проживание, то в случае образования новой семьи, происходит последующее выделение второй квартиры. В практике существуют всего два приема **«роста»** жилого дома – по **вертикали** и по **горизонтали**.

- **унификация элементов** жилого дома конструктивных и инженерных систем, для обеспечения сокращения времени монтажа и удобства блокирования, и наращивания сборно-модульных секций дома, предварительно изготовленных в заводских условиях и доставленных к месту монтажа, для возведения жилого дома [4, 8].

2. Принцип теплового, светового и функционального зонирования определяет развитие теплового, светового и функционального зонирования индивидуального жилого дома и земельного участка, выделяет каждый жизненный процесс в отдельную зону, что формирует более комфортное проживание и распределяет по назначению все помещения и строения. В основе постоянно увеличивающихся требований населения к своему жилью, необходимо не только механически увеличивать площадь жилища, но и развивать планировочные решения жилого дома и усадебный участок. Принцип теплового, светового и функционального зонирования научно обоснован и определяется как основополагающий с точки зрения формирования комфортности жилища во всех категориях [3, 8, 19] (Рисунок 1).

Когда рассматривается жилая ячейка, основным направлением развития современного комфортного жилища является дифференциация (разделение) функциональных, тепловых и световых зон, обеспечение наиболее комфортных взаимосвязей основных зон и развитие вспомогательных и подсобных зон жилого дома:

- **дифференциация тепловых, световых и функциональных зон жилого дома** обеспечивается путем определения каждому жизненному процессу собственной зоны или помещения в доме. Это связано с негативными факторами, влияющими на людей, которые не заняты в процессе выполнения конкретных хозяйственных задач. Чем сильнее выражена дифференциация тепловых, световых и функциональных зон, тем выше комфортность проживания людей в жилых домах. Такой принцип направлен в основу определения планировочных показателей: количество комнат, необходимость определенных помещений, их площадей и пропорциональных соотношений, расположением жилых комнат с учетом климатических условий региона, направление продуваемых ветров и инсоляция [8, 19].

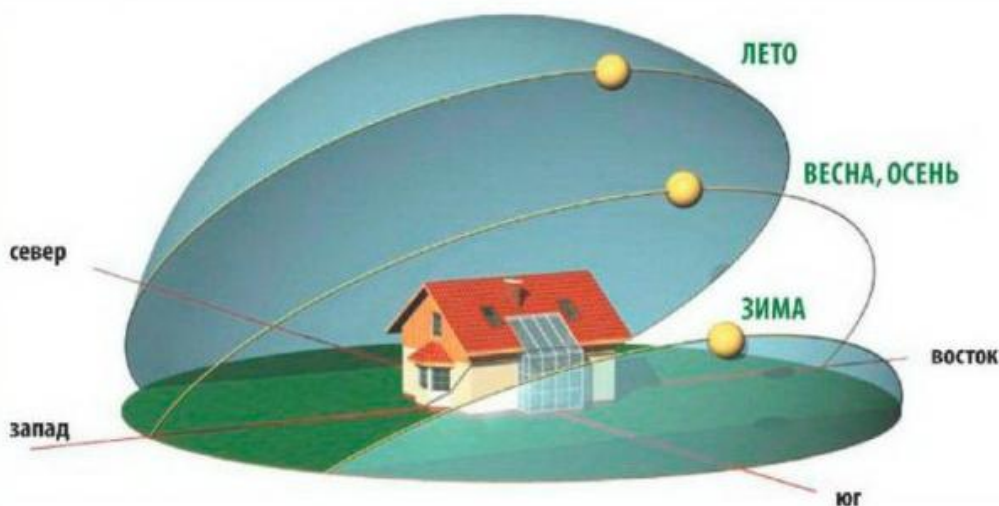


Рисунок 1 – Схема теплового и светового зонирования индивидуального жилища

- **дифференциация теплового, светового и функционального зонирования земельного участка.** Расположение планировочной организации земельного участка с жилым домом и хозяйственными постройками рассматривается как тепловое, световое и функциональное зонирование земельного участка с хозяйственными постройками. Местоположение жилого дома на усадебном участке, связь хозяйственных построек с жилым домом и объемно-планировочные решения жилого дома должны исходить из общей, принципиальной структуры индивидуальной застройки всего участка комплексно [8, 19].

Основным этапом проектирования при этом является разработка схемы теплового, светового и функционального зонирования усадебного участка – разделение всей застройки участка на несколько функциональных, тепловых и световых зон (участков) с близкими по функции объектами (Рисунок 2). Предлагаются три основных схемы теплового, светового и функционального зонирования застройки усадебного участка:



Рисунок 2 – Схемы теплового, светового и функционального зонирования земельного участка
 А – с отдельными зонами дома и хозяйственной постройки; Б – с блокированными зонами дома и хозяйственной постройки;
 В – с блокированными зонами и внутренним двором.

- **схема А** – зонирование с отдельными зонами размещения жилого дома и хозяйственных строений. В этой схеме не связаны между собой жилой дом и хозяйственные строения они являются отдельно стоящими строениями;

- **схема Б** – зонирование с блокированными зонами жилого дома и хозяйственные строения. В этой схеме жилой дом непосредственно связан с хозяйственными строениями через коридоры, галереи, террасы и другие коммуникационные помещения. Такая схема зонирования блокирование жилого дома с хозяйственными строениями (пристройка гаража) размещается в городе и пригороде.

- **схема В** – жилой дом с внутренним двором. В этом случае застройка участка представляет собой развитый комплекс связанных между собой жилого дома и хозяйственных строений, расположенных вокруг эксплуатируемого внутреннего двора. Внутренний двор является местом для отдыха, а замкнутый контур строений – дополнительным средством для защиты от ветра и шума. Здесь же могут быть возведены летние помещения – галереи, террасы и лоджии [1]. Такая схема жилой дом с внутренним двором в основном применяется в степных восточных районах юга.

Предложенные три основные схемы функционального, теплового и светового зонирования усадебного участка, показывают также три различных способа пространственной организации жилого дома с хозяйственными строениями. Это минимальное количество хозяйственных построек рядом с домом или полное их отсутствие, расположение хозяйственных построек с боковой стороны жилого дома и расположение хозяйственных построек с задней стороны жилого дома, где есть внутренний двор [4, 8].

3. Принцип эргономичности рассматривает концепцию архитектурно-дизайнерского и технического обеспечения жизненного пространства жилого дома, сформированную по законам эргономики и включает:

- **звук** – это колебания воздушного пространства, которые слышит человеческое ухо, оно слышит звуки. Люди более чутко относятся ко всем звукам, чем к зрительно видимым образам. Неприятные звуки постоянно раздражают людей, точно так же, как уродливые видимые формы. Возможность людей разговаривать, издавать определенные звуки и слышать их является в обществе главным средством общения и передачи информации через речь. Через свой слух человек конкретно и точно находит источник звука. Поэтому звуковые колебания в жилом доме, слышимые человеком, представляют собой направление системного инженерного проектирования;

- **свет** выявляет цвет, форму, фактуру, объемность, относительный размер, состав и состояние объекта. То, что видит человек в доме, каким видится ему пространство дома, светлым или темным, холодным или теплым, глубоким и таинственным или простым и понятным, влияет на его восприятие. Продуманность и разнообразность освещения поможет увеличить комфортность. Этого можно добиться соотношением естественного и искусственного освещения, их дополнением одного другим;

- **воздух** подразумевает воздушную среду, которая является наиболее важной для человека, так как она связана с жизненно необходимой функцией – дыханием. Воздух оживляет дом, заполняя каждый его уголок и создавая неповторимую атмосферу. Она бывает уютной, умиротворяющей, творческой, в которой легко дышится, или тяжелой, душливой и холодной. От нее зависит, комфортно человеку в доме или нет;

- **тепло** подразумевает, что наш дом – это сочетание различных функциональных пространств. К каждому из них мы предъявляем свои требования. Кабинет и детская комната должны иметь возможность поддержания стабильной температуры, а гостиная, спальня, спортивный зал – ее гибкого изменения. Кухня, столовая и зона развлечений – это места избыточного тепла, производимого дополнительными источниками. Колебания температуры воздуха в доме, вне зависимости от системы отопления, могут составлять около 20% – это осветительные приборы 1-3%; солнечная энергия, поступающая в дом через окна от 3% до 12%; тепло, выделяемое жильцами дома 2%; бытовые приборы 5%; горячая вода 1-2%;

- **информация** является основным понятием нашего времени. Именно с помощью информации человек создает свое собственное восприятие окружающего мира (свой собственный мир). Человек строит его точно так же, как строят обычные дома – прочными, полезными и красивыми. От того какую информацию получает человек и достаточно ли ее для продолжения дальнейшей деятельности зависит образ окружающего мира и поведение человека в нем;

- **безопасность** подразумевает, что в собственном доме, где живет человек, он должен иметь возможность получения определенной информации по контролю разных уровней своей безопасности и безопасности других обитателей дома;

- **человек** – подразумевается, что он на протяжении всей своей жизни формирует свое собственное восприятие окружающего мира и своих собственных возможностей. Он обогащает и расширяет с помощью жизненного опыта, взаимодействия с другими людьми, предмета-

ми, получения необходимой информации, независимо от ее вида и формы представления. Современные возможности человека настолько высоки, что кажутся иногда не реальными – практически можно связаться с любой точкой земного шара, увидеть редких обитателей животного мира или просто «виртуально» посетить другую страну, повысить выносливость организма с помощью современного оборудования и снаряжения.

- **архитектура** составляет необходимую и значительную часть жизни человека, он живет в ней. Кроме изначально необходимой роли «убежища», она имеет большое эстетическое значение. Ее форма, цвет, фактура и материалы влияют на поведение и эмоциональное состояние человека. Дети, да и взрослые люди, ведут себя по-разному в разном окружении. Если спросить любого человека, по какому проекту он хотел бы построить свой собственный дом, то почти всегда услышишь – посвоему индивидуальному. Потому, что в каждом человеке живет ощущение личной гармонии и комфорта, и человек сознательно или бессознательно к нему стремится. Однако построенные по законам эргономики дома, устраивают многих, так как они учитывают не только потребности самого здания (формообразование, функциональность, прочность конструкций, долговечность и т.д.), но и комфортность пребывания в них людей [8, 15, 16, 21].

4. **Принцип экологичности** – всегда определяется экологией здания, микроклиматом помещений автономного жилого дома, средой обитания и основывается на требованиях:

- **строительство и эксплуатация зданий** определено должны способствовать развитию технологий, которые не нарушают экологическую среду обитания;

- **применение при строительстве жилых домов** только экологически чистых строительных материалов;

- **применение при эксплуатации жилья** только экологически безопасного инженерного оборудования при получении и преобразовании энергии, а также при утилизации отходов;

- **применение технологий утилизации отходов** согласно структуре материала, применение вторичного использования отходов;

- **формообразование и планировочные решения**, которые учитывают особенности окружающей среды, энергосберегающие объемно-пространственные решения, позволяющие вписать автономный жилой дом в существующий природный ландшафт, не нарушая его;

- **создание экологического баланса** между человеком и природой – «человек-природа», взаимоотношения человека с природной средой [8, 12, 13, 20].

5. **Принцип резервирования ресурсов** (объемно-планировочные и конструктивные) подразумевает наличие запаса, резерва конструктивных, пространственных возможностей и инженерных систем жилого дома для его дальнейшего архитектурно-планировочного и технологического развития:

- **резервирование функциональных пространств жилого дома** подразумевает возможность дальнейшего развития жилого дома при росте семьи и потребности в расширении жилой площади за счет пространств дома с временной функцией – веранды, террасы, зимнего сада;

- **резервирование конструктивной прочности жилища** подразумевает обеспечение запаса прочности несущих конструкций дома, наличие закладных деталей и элементов, упрощающих модернизацию для возможности развития жилого дома по вертикали при монтаже;

- **резервирование инженерных сетей жилого дома** подразумевает обеспечение новых пространств жилища инженерными сетями с резервными мощностями, при условии упрощения процесса подключения к ним за счет возможности беспрепятственного доступа при монтажных и ремонтных работах [4, 8].

6. **Принцип автономности** определяет возможность применения всех автономных систем, и оборудования для обеспечения бесперебойного функционирования жилища в эксплуатации, когда отсутствуют централизованные инженерные сети или нет возможности, подсоединиться к этим сетям при условии удаленности жилого дома от сетей:

- **применение систем биологической очистки канализации** дает возможность применять септики для сбора и очистки хозяйственно-бытовых сточных вод исходящих от жилых домов;

- *применение энергоэффективной технологии с автономными источниками энергии* предлагает систему управления жилым домом «*умный дом*». Дизельная, ветряная или солнечная электростанция обеспечит жилой дом своей автономной электроэнергией, необходимое потребление которой контролируется современной технологией «*умный дом*», это придаст индивидуальному жилищу дополнительные преимущества [4, 8].

Заключение

Данная научная тема очень актуальна в архитектуре и дизайне индивидуального жилища, так как очень часто в своих работах и в формообразовании в целом, проектировщики берут за основу какой-либо определенный образ и все остальное «*подгоняют*» к нему. Благодаря определенным знаниям, опыту и использованию принципов архитектурно-дизайнерского формообразования при проектировании, на практике архитектор или дизайнер добивается наилучших результатов в своей работе. Мысленно проверив, соотнеся, переосмыслив форму, потому что форма - это исходный и основополагающий фактор в эмоциональном восприятии объекта в целом. Архитектурная форма есть первый этап в формировании объекта, только после восприятия всей формы человек начинает обращать внимание на цвет, фактуру и другие факторы. Архитектурная форма объекта имеет большое эмоциональное воздействие на человека, и если цвет в разных культурах может символизировать кардинально противоположные смыслы, то любое формообразование несет в себе вполне определенные эмоции.

Таким образом, современная архитектура и дизайн переходят к синтезу проектирования, производства, потребления и культуры. Выведенная система «*человек-предмет-среда*» все в большей степени рассматривается как социальная целостность, требующая своего эстетического упорядочения и выражения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Асаул, А. Н. Теория и практика малоэтажного жилищного строительства в России [Текст] / А. Н. Асаул, Ю. Н. Казаков, Н. И. Пасяда, И. В. Денисов ; под ред. д-р э. н., проф. А. Н. Асаула. – СПб.: «Гуманистика», 2005. – 563с.
2. Афанасьева, О. К. Архитектура малоэтажных жилых домов с возобновляемыми источниками энергии [Текст] : автореф. дис. ... канд. архитектуры : 18.00.02 / Афанасьева Ольга Константиновна. – М., 2009. – 20 с.
3. Бударин, Е. Л. Принципы архитектурно-планировочной организации индивидуального жилища в современных условиях на Юге России [Текст] // Наука, образование и экспериментальное проектирование в МАРХИ: Тезисы докладов международной научно-практической конференции профессорско-преподавательского состава, молодых ученых и студентов 8 – 12 апреля 2013 г. – М., МАРХИ, 2013. – С. 328-329.
4. Бударин, Е. Л. Архитектура и развитие индивидуального жилища на Северном Кавказе [Текст]: Научная монография / Е. Л. Бударин // LAP LAMBERT Academic Publishing, Saarbrücken, Deutschland / Германия. – 2013. – 120 с. // URL: <http://lap-publishing.com/extern/listprojects>.
5. Бударин, Е. Л. Архитектурно-планировочная организация и ее основные принципы формирования индивидуального жилища в Ставропольском крае [Текст] / Е. Л. Бударин // Монтажные и специальные работы в строительстве. Ежемесячный научно-технический и производственный журнал. – 2013. – № 10 (858). – С. 27-32. www.montazhnie.ru
6. Бударин, Е. Л. Локальные особенности и характерные черты в архитектуре традиционного индивидуального жилища Ставрополя [Текст] / Е. Л. Бударин // Вестник Северо-Кавказского федерального университета: научный журнал. – 2013. – № 6 (39). – С. 74-78.
7. Бударин, Е. Л. Архитектурное формообразование современного индивидуального жилища на основе сборно-модульных строительных конструкций [Текст] / Е. Л. Бударин // Монтажные и специальные работы в строительстве. Ежемесячный научно-технический и производственный журнал. – 2015. – № 5 (872). – С. 26-32. www.montazhnie.ru
8. Бударин, Е. Л. Принципы архитектурно-планировочной организации индивидуального жилища в условиях самодеятельного строительства (на примере Ставропольского края) [Текст] : дис. ... канд. архитектуры: 05.23.21 / Бударин Евгений Леонидович. – М., 2015. – 185 с.
9. Есаулов, Г. В. «Третий пласт» в архитектуре Юга России в XX веке [Текст] // «Academia». – 2009. – №3 – С 36-38.
10. Коршаков, Ф. Н. Индивидуальное жилищное строительство в городе (на примере Волгограда) [Текст] / Ф. Н. Коршаков // Электронный журнал АМІТ. – 2011. – № 3(16). – С. 11.
11. Кравцова, С. Усадьба, коттедж, лэйнхаус [Текст] / С. Кравцова // Загородный дом. Тематическое приложение к журналу. Интерьер + дизайн. Ставрополь. – 2007. – № 4, май. – С. 90-91.

12. Мелодинский, Д. Л. Школа архитектурно-дизайнерского формообразования [Текст] / Д. Л. Мелодинский. – М.: Архитектура – С, 2004. – 312 с.
13. Погонин, А. О. Принципы формирования автономных жилых зданий в экстремальных условиях природного характера [Текст] : автореф. дис. ... канд. архитектуры: 05.23.21 / Погонин Алексей Олегович. – М., 2010. – 31 с.
14. Поморов, С. Б. Второе жилище горожан или дом на природе. Урбоэкологические аспекты эволюции городского жилища [Текст]: Научная монография / С. Б. Поморов. – Новосибирск : изд-во НГАХА, 2004. – 472 с.
15. Рунге, В. Ф. Эргономика в дизайне среды [Текст] / В. Ф. Рунге, Ю. П. Манусевич. – М.: Архитектура-С, 2005. – 328 с.
16. Рунге, В.Ф. История дизайна, науки и техники [Текст]: Учеб. пособие. Издание в двух книгах. Книга вторая / В.Ф. Рунге. – М.: Архитектура-С, 2007. - 432 с.
17. Сапрыкина, Н. А. Архитектурная форма: статика и динамика: Учебное пособие для ВУЗов : Специальность «Архитектура» [Текст] / Н. А. Сапрыкина. – М.: Стройиздат, 1995.
18. Сапрыкина, Н. А. Основы динамического формообразования в архитектуре [Текст]: Учебник для вузов / Н. А. Сапрыкина. – М.: «Архитектура-С», 2005. – 312 с.
19. Щепетков, Н. И. Световой дизайн города [Текст] / Н. И. Щепетков. – М.: «Архитектура-С», 2006. – 320 с.
20. Экономов, И. С. Принципы формирования малоэтажных жилых объектов на воде [Текст]: автореф. дис. ... канд. архитектуры: 05.23.21 / Экономов Илья Сергеевич. – М., 2010. – 37 с.
21. Эргодом [Электронный ресурс] // – URL: <http://ergodom.ru>.

Бударин Евгений Леонидович

Ставропольский филиал Южно-Российского гуманитарного института, г. Ставрополь

Кандидат архитектуры, доцент кафедры графического дизайна

E-mail: budarin@mail.ru

E. BUDARIN

ARCHITECTURAL AND DESIGN SHAPING OF THE INDIVIDUAL DWELLING AND SIX BASIC PRINCIPLES OF SPACE-PLANNING DECISIONS IN THE CONDITIONS OF AMATEUR CONSTRUCTION

In the article modern development of the individual dwelling is considered and it is gives the big material deserving special attention of architects, designers and builders. The direction of mass construction in "private sector" is considered where the squatter settlement is conducted generally, ways of improvement of esthetic qualities of such building in cooperation of individual builders with professional designers (architects and designers) are necessary here.

As a result six basic principles of space-planning solutions of the individual dwelling in the conditions of amateur construction which are necessary already today for application have been revealed and formulated.

Keywords: *individual dwelling; squatter settlement; amateur construction; private sector; vernacular; principles of space-planning decisions.*

BIBLIOGRAPHY

1. Asaul, A. N. Teoriya i praktika maloetazhnogo zhilishchnogo stroitel'stva v Rossii [Tekst] / A. N. Asaul, YU. N. Kazakov, N. I. Pasyada, I. V. Denisov ; pod red. d-r e. n., prof. A. N. Asaula. – SPb.: «Gumanistika», 2005. – 563s.
2. Afanas'yeva, O. K. Arkhitektura maloetazhnykh zhilykh domov s vozobnovlyayemyimi istochnikami ener-gii [Tekst] : avtoref. dis. ... kand. arkhitektury : 18.00.02 / Afanas'yeva Ol'ga Konstantinovna. – M., 2009. – 20 s.
3. Budarin, Ye. L. Printsipy arkhitekturno-planirovochnoy organizatsii individual'nogo zhilishcha v sovremennykh usloviyakh na Yuge Rossii [Tekst] // Nauka, obrazovaniye i eksperimental'noye proyektirovaniye v MARKHI: Tezisy dokladov mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii professorsko-prepodavatel'skogo sostava, molodykh uchennykh i studentov 8 – 12 aprelya 2013 g. – M., MARKHI, 2013. – S. 328-329.
4. Budarin, Ye. L. Arkhitektura i razvitiye individual'nogo zhilishcha na Severnom Kavkaze [Tekst]: Nauchnaya monografiya / Ye. L. Budarin // LAP LAMBERT Academic Publishing, Saarbrucken, Deutschland / Germaniya. – 2013. – 120 s. // URL: <http://lap-publishing.com/extern/listprojects>.
5. Budarin, Ye. L. Arkhitekturno-planirovochnaya organizatsiya i yeye osnovnyye printsipy formirovaniya individual'nogo zhilishcha v Stavropol'skom kraye [Tekst] / Ye. L. Budarin // Montazhnyye i spetsial'nyye raboty v stroitel'stve. Yezhemesyachnyy nauchno-tekhnicheskii i proizvodstvennyy zhurnal. – 2013. – № 10 (858). – S. 27-32. www.montazhnie.ru

6. Budarin, Ye. L. Lokal'nyye osobennosti i kharakternyye cherty v arkhitekture traditsionnogo individual'nogo zhilishcha Stavropol'ya [Tekst] / Ye. L. Budarin // Vestnik Severo-Kavkazskogo federal'nogo univ'er-siteta: nauchnyy zhurnal. – 2013. – № 6 (39). – S. 74-78.
7. Budarin, Ye. L. Arkhitekturnoye formoobrazovaniye sovremennogo individual'nogo zhilishcha na osno-ve sborno-modul'nykh konstruksiy [Tekst] / Ye. L. Budarin // Montazhnyye i spetsial'nyye raboty v stroitel'stve. Yezhemesyachnyy nauchno-tehnicheskii i proizvodstvennyy zhurnal. – 2015. – № 5 (872). – S. 26-32. www.montazhnie.ru
8. Budarin, Ye. L. Printsipy arkhitekturno-planirovochnoy organizatsii individual'nogo zhilishcha v usloviyakh samodeyatel'nogo stroitel'stva (na primere Stavropol'skogo kraya) [Tekst] : dis. ... kand. arkhitektury: 05.23.21 / Budarin Yevgeniy Leonidovich. – M., 2015. – 185 s.
9. Yesaulov, G. V. «Tretiy plast» v arkhitekture Yuga Rossii v KHKH veke [Tekst] // «Academia». – 2009. – №3 – S 36-38.
10. Korshakov, F. N. Individual'noye zhilishchnoye stroitel'stvo v gorode (na primere Volgograda) [Tekst] / F. N. Korshakov // Elektronnyy zhurnal AMIT. – 2011. – № 3(16). – S. 11.
11. Kravtsova, S. Usad'ba, kottedzh, leynkhaus [Tekst] / S. Kravtsova // Zagorodnyy dom. Tematicheskoye prilozheniye k zhurnalu. Inter'yer + dizayn. Stavropol'. – 2007. – № 4, may. – S. 90-91.
12. Melodinskiy, D. L. Shkola arkhitekturno-dizaynerskogo formoobrazovaniya [Tekst] / D. L. Melodinskiy. – M.: Arkhitektura – S, 2004. – 312 s.
13. Pogonin, A. O. Printsipy formirovaniya avtonomnykh zhilykh zdaniy v ekstremal'nykh usloviyakh prirodnogo kharaktera [Tekst] : avtoref. dis. ... kand. arkhitektury: 05.23.21 / Pogonin Aleksey Olegovich. – M., 2010. – 31 s.
14. Pomorov, S. B. Vtoroye zhilishche gorozhan ili dom na prirode. Urboekologicheskiye aspekty evolyutsii gorodskogo zhilishcha [Tekst]: Nauchnaya monografiya / S. B. Pomorov. – Novosibirsk : izd-vo NGAKHA, 2004. – 472 s.
15. Runge, V. F. Ergonomika v dizayne sredy [Tekst] / V. F. Runge, YU. P. Manusevich. – M.: Arkhitektura-S, 2005. – 328 s.
16. Runge, V.F. Istoriya dizayna, nauki i tekhniki [Tekst]: Ucheb. posobiye. Izdaniye v dvukh knigakh. Kniga vtoraya / V.F. Runge. – M.: Arkhitektura-S, 2007. - 432 s.
17. Saprykina, N. A. Arkhitekturnaya forma: statika i dinamika: Uchebnoye posobiye dlya VUZov : Spetsial'nost' «Arkhitektura» [Tekst] / N. A. Saprykina. – M.: Stroyizdat, 1995.
18. Saprykina, N. A. Osnovy dinamicheskogo formoobrazovaniya v arkhitekture [Tekst]: Uchebnyy dlya vuzov / N. A. Saprykina. – M.: «Arkhitektura-S», 2005. – 312 s.
19. Shchepetkov, N. I. Svetovoy dizayn goroda [Tekst] / N. I. Shchepetkov. – M.: «Arkhitektura-S», 2006. – 320 s.
20. Ekonomov, I. S. Printsipy formirovaniya maloetazhnykh zhilykh ob'yektov na vode [Tekst]: avtoref. dis. ... kand. arkhitektury: 05.23.21 / Ekonomov Il'ya Sergeevich. – M., 2010. – 37 s.
21. Ergodom [Elektronnyy resurs] // – URL: <http://ergodom.ru>.

E. Budarin

Stavropol branch of Southern Russian Humanitarian Institute, Stavropol
Candidate of Arch., associated prof. of the Graphical design department
E-mail: budarin@mail.ru

ЩИРЖЕЦКИЙ Х.А., БОРИСОВ Л.А.

ОСОБЕННОСТИ АКУСТИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТЕАТРОВ – СТУДИЙ (НА ПРИМЕРЕ ТЕАТРА - МАСТЕРСКОЙ П. ФОМЕНКО)

В работе представлена оптимальная методика акустического проектирования таких специфических объектов культуры, как театры – студии. Показано, что методика в обязательном порядке должна включать следующие последовательные этапы: 1) Разработки рекомендаций по коррекции общего объемно-планировочного решения зала, с тем, чтобы его характеристика приближалась к принятым в архитектурной акустике рекомендациям; 2) Разработка компьютерной модели акустики зала; 3) Проведение акустических расчетов, разработка и согласование и внедрение акустических мероприятий; 4) Натурная проверка акустики зала после ввода его в эксплуатацию.

Практическое внедрение методика получила при разработке оптимального акустического решения Большого зала Театра – Мастерская П.Фоменко. Компьютерное моделирование вариантов акустических трансформаций позволило разработать наиболее эффективную систему поворотных отражателей звука, регулируемых в зависимости от программы эксплуатации Большого зала. Наряду с этим, моделирование позволило определить тип и количество звукопоглощающей отделки зала, с целью приближения его времени реверберации к зоне оптимальных значений. Натурная проверка акустики Большого зала показала хорошую сходимость данных расчетов и измерений.

Ключевые слова: акустическое проектирование, театры, время реверберации

В последние годы новое развитие получило одно из наиболее интересных направлений театрального искусства – создание театров-студий, в спектаклях которых у зрителей создается ощущение непосредственного участия в формировании театрального процесса. При этом, в отличие от традиционных интерьеров классической драмы, визуальный облик современных театров-студий принципиально делают очень скромным, как например, в Театре-студии О.Табакова, или же, вообще, пытаются уйти от какого-либо облика интерьера, как например, создание конструкции потолка в виде «чёрного неба», как в Театре Луны. Особый интерес в этом плане представляет недавно созданный Театр-мастерская П.Фоменко, Большой зал которого должен оставлять у зрителей ощущение «рабочего помещения», где происходит поиск новых театральных форм. Для этого, при активном участии ныне покойного П.Н.Фоменко, было разработано оригинальное решение интерьера, основу которого составляет «пустое» пространство потолка с системой подвесных звукоотражателей, с возможностью их трансформаций под разные варианты эксплуатации Большого зала. В соответствии с поисковым характером архитектурных конструкций зала, авторы проекта привлекли специалистов НИИСФ по решению проблем его акустики, работа которых включала следующие последовательные этапы:

1. Разработка рекомендаций по коррекции общего объемно-планировочного решения зала, с тем, чтобы его характеристика приближалась к принятым в архитектурной акустике рекомендациям;
2. Разработка компьютерной модели акустики зала;
3. Проведение акустических расчетов, разработка, согласование и внедрение акустических мероприятий;
4. Натурное. Обследование акустики зала после ввода его в эксплуатацию.

Ниже кратко излагаются результаты работы по всем последовательным этапам научных разработок сотрудниками НИИСФ РААСН.

1 Характеристика Большого зала

Как уже отмечалось, при выборе общей архитектурной концепции театра «мастерская П. Фоменко» авторы проекта ориентировались на основную идею театральных постановок самого художественного руководителя театра – создать у зрителей ощущение участия в твор-

ческом процессе создания спектакля, т.е. ощущение присутствия зрителя в театральном «творческом цехе». Исходя из этого, объемно-планировочное решение Большого зала было намеренно упрощено и представлено в виде резких очертаний основных ограждений залов, с открытым размещением всего технического и технологического оборудования, необходимого для оснащения современных театральных постановок.

Общая форма Большого зала близка к системе из двух, полностью связанных между собой, объемов: 1) сценической части с размерами в плане 23 x 15 м и высотой до колосникового настила ~ 12 м; и 2) зрительской части, более сложной формы, за счет амфитеатра зрительских мест, поднимающихся от партера к задней стене зала, где находятся ложи бенуара и балкон с технической галереей. Длина зрительской части Большого зала по оси ~ 17 м, ширина – 17 м, высота в средней части ~ 12 м. На боковых стенах зала размещена 2-х ярусная система лож; партер зала и оркестровая яма сделаны трансформируемыми для возможного перемещения игровой площадки вглубь зрительских мест. Общее количество мест в зале ~ 450; в зависимости от вида трансформаций оно может уменьшаться до 300 ÷ 350. В зале, в отличие от классических театров, отсутствует развитый строительный портал, отделяющий зрительскую часть от сценической коробки, поэтому акустические процессы в зале формируют общий воздушный объем зрительской и сценической части, составляющей около 7000 м³.

2 Методика акустического проектирования Большого зала

По проектному заданию театр «Мастерская П. Фоменко» является драматическим; поэтому, несмотря на широкий диапазон репертуара театра и возможные варианты использования зала, основной целью акустического проектирования Большого зала являлось создание в нем оптимальных условий слышимости для драматических спектаклей.

При акустическом проектировании Большого зала театра «Мастерская П. Фоменко» была использована методика, включавшая как непосредственные акустические расчеты и графические построения структуры звуковых отражений на чертежах залов в соответствии с известными методами акустического анализа зальных помещений [1-5], так и математическое моделирование акустики залов по хорошо отработанной международной компьютерной программе «EASE 4.0» с последними модификациями [2].

3 Компьютерная модель акустики Большого зала

Методы математического моделирования залов принципиально не отличаются от традиционных методов акустических расчетов, использующих расчетные формулы статистической и геометрической акустики. Основное отличие математического (компьютерного) моделирования от классических, традиционных методов заключается в огромном быстродействии современных вычислительных комплексов, более высокой точности расчетов и возможности построения значительного количества структурных отражений звуковых сигналов (лучей) от столь же большого количества элементов (площадок) ограждающих конструкций зала.

Математическая модель зала представляет собой совокупность плоских секций, характеризующихся своими частотными характеристиками коэффициентов звукопоглощения в октавных полосах частот. Размеры секций определяются линиями, соединяющими отдельные точки, выбираемыми лежащими на поверхностях ограждающих конструкций зала, с заданными пространственными координатами (x; y; z). Изометрическое изображение каркаса компьютерной модели Большого зала представлены на рис. 1.

При разработке первого варианта компьютерной модели Большого зала не были использованы, предназначавшиеся к применению для отделки ограждающих конструкций зала, специальные акустические материалы с повышенными значениями коэффициентов звукопоглощения. Поэтому, в результате расчетов, были получены завышенные значения времени реверберации, составившие на частоте 1000 Гц $RT = 3,65$ с, что не могло считаться приемлемым даже для предварительных результатов.

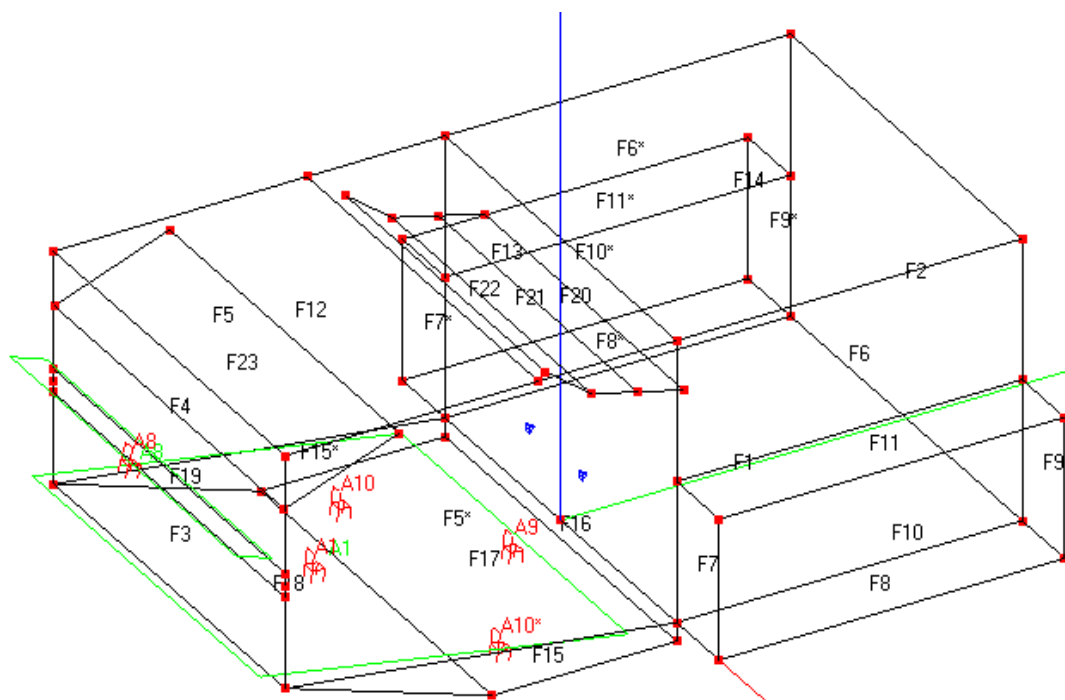


Рисунок 1 – Компьютерная модель Большого зала

Поэтому в дальнейшем, после внесения всех необходимых корректирующих исправлений в чертежи проекта зала, затронувших, в основном, форму потолочной части зала, в математическую модель зала были внесены соответствующие изменения, т.е. был разработан второй вариант компьютерной модели.

Источники звука были размещены в двух точках сценической площадки, расположенных симметрично по обе стороны от оси зала. Расчетные точки были выбраны в нескольких зонах зрительских мест.

Анализ современных рекомендаций по акустике драматических театров показывает [3-5], что если основные объемно-планировочные решения залов уже в значительной степени определены, то для создания в них благоприятных условий слышимости «живой» речи актеров (т.е. без искусственного усиления звука) требуется, чтобы в ходе рабочего проектирования были осуществлены в полной мере все необходимые мероприятия, касающиеся детализировки формы и конструкций ограждений залов. Основные акустические требования сводятся к следующему:

- время реверберации залов в нормируемом диапазоне средних частот должно соответствовать значениям объемных оптимумов для залов данного типа и объема, что составляет для Большого зала $1,2 \div 1,3$ с;
- форма частотной характеристики времени реверберации зала должна быть достаточно ровной с допустимым подъемом на низких частотах на $20 \div 30$ % по отношению к диапазону средних частот и допустимым спадом на верхних частотах не более чем на $10 - 20$ %;
- в залах должно быть обеспечено создание диффузного, т.е. равномерно-рассеянного звукового поля по всем зонам зрительного зала;
- для обеспечения хорошей разборчивости «живой» речи актёров прямой звук, проходящий на места в зрительном зале, независимо от места размещения игровой площадки должен быть поддержан ранними звуковыми отражениями от ограждений залов, с запаздываниями по отношению к прямому звуку, не превышающими допустимых $20 \div 30$ мс.

Полученная в результате расчетов частотная характеристика времени реверберации уточненной компьютерной модели Большого зала представлена на рис.2 в виде некоторой кривой с завалом на высоких частотах. Кривая во всем диапазоне нормируемых частот не вы-

ходит за пределы трубки оптимальных значений, практически лежит, приближаясь к верхней границе трубки. Поэтому, при строительстве зала было рекомендовано более тщательно, подойти к выбору отделочных материалов, кресел и размещению в зале технологического оборудования.

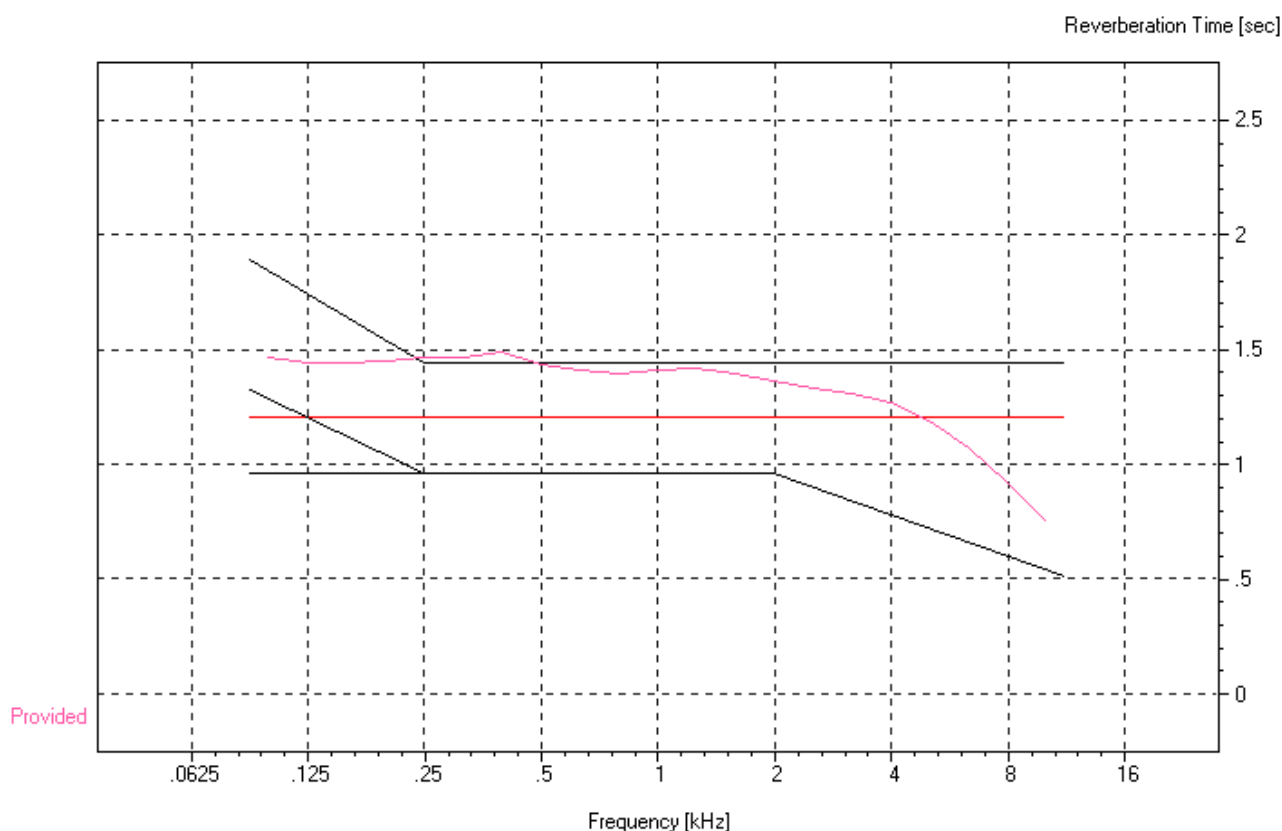


Рисунок 2 – Частотная характеристика расчетного времени реверберации

4 Мероприятия по созданию хороших акустических условий в Большом зале

Задачей комплекса мероприятий по акустике Большого зала было, как указано выше, обеспечение оптимальных значений времени реверберации зала и создание независимо от места размещения игровой площадки и трансформаций зрительских мест, равномерной структуры отражений в каждой зоне зала, без опасности возникновения поздних эхообразований. На основании акустических расчетов и графического анализа чертежей зала был разработан ряд предложений по созданию в зале системы отражателей и диффузно-рассеивающих элементов ограждений, которые в сочетании с разработкой рекомендаций по оптимальному выбору материалов и конструкций ограждений зала, должны были способствовать созданию в зале фонда звукопоглощения, обеспечивающего требуемую величину времени реверберации. Последнее особенно важно в связи с тем, что даже при полном заполнении зала (450 мест), его удельный воздушный объем составляет $\sim 15 \text{ м}^3$, что, как известно [5], приводит к избыточной реверберации.

В ходе последовательного согласования рекомендаций НИИСФ с авторами проекта, ими были приняты к практическому внедрению в проектирование следующие архитектурно-строительные мероприятия.

1. Потолок зала. Для решения акустических зала весь его подпотолочный, формируемый ограждениями, находящимися выше колосникового настила, был эффективно заглушен с

использованием плит из минеральной ваты марки 75, толщиной $50 \div 100$ мм в оболочке из стеклоткани. Такие же плиты были размещены по всему верхнему поясу боковых стен зрительской части зала, выше линии обходных мостков.

2. Боковые стены зала. Боковые стены зала были разделены на два типа поверхностей. Выше линии ходовых мостков размещена звукопоглощающая отделка ограждений. Ограждения ниже линии ходовых мостков, представляющие собой систему лож и балконов, должны в основном рассеивать падающий на них звук. Для этого барьеры имеют выпуклую форму с отражающими вертикальными панелями, развёрнутыми и скошенными в сторону зрительских мест для направления туда падающего на них звука. Конструктивно эти панели выполнены из массивного дерева толщиной 20 мм, за которыми, по соображениям акустики, сохранены свободные воздушные промежутки.

3. Задняя стена зала. На задней стене зала, кроме балкона и ряда лож, расположены аппаратные. Плоские участки задней стены было предложено покрыть специально подобранной тканью, а прямоугольные сочленения потолков на обоих ярусах скосить для ликвидации опасности возникновения от них обратных отражений на сцену.

4. Потолочные отражатели звука. Система потолочных отражателей необходима для поддержки прямого звука ранними отражениями, что должно существенно увеличить разборчивость речи в зале, особенно для «живой» речи актёров, при перемещении их по разным частям сцены и зала. Поэтому в зале была создана система потолочных отражателей двух видов: а) трансформируемого козырька – отражателя, размещаемого над авансценой и первыми рядами партера и состоящего из 3 секций шириной по 2 м, каждая из которых можно независимо перемещать в верхнем объеме зала; б) стационарного отражателя над технической галереей и балконом на задней стене, форма которого позволяет поддерживать прямой звук в задней части зала. Конструктивно эти козырьки для полного отражения от них звука должны иметь поверхностную массу не менее 20 кг/м^2 . В качестве наиболее подходящего материала для изготовления отражателей было рекомендовано массивное дерево толщиной не менее $35 \div 40$ мм.

5. Ограждения сцены. В соответствии с акустическим расчетом, все ограждения сцены были закрыты по всей площади тканевым задником.

6. Полы и меблировка зала. При акустическом расчете зала были использованы, как заданные, принятые архитекторами решения о покрытии ковром пола амфитеатра, деревянном покрытии пола партера и, что естественно, деревянном покрытии сцены зала. При соблюдении этих условий кресла в зале должны были быть п./мягкими, с поглощающими звук спинкой и сидениями.

Контрольные компьютерные расчеты акустических критериев Большого зала показали, что при условии исполнения всех указанных рекомендаций, время реверберации зала будет лежать в трубке оптимальных значений. Структура звуковых отражений в различных зонах зрительного зала будет ровной, с наличием ранних отражений высокого уровня и равномерным распределением в ходе процесса реверберации поздних отражений, и не иметь явных дефектов типа эхо или концентрации звука.

5 Натурные обследования акустики Большого зала

Измерения акустических характеристик Большого зала в натурных условиях были проведены в зале театра, полностью введенного в эксплуатацию (рис 3).

Программа измерений натурального обследования зала соответствовала современным требованиям и рекомендациям по акустическим измерениям в залах соответствующего назначения [6-10].

Результаты измерений показали, что полностью выполненные архитектурно-строительные мероприятия позволили изменить (по сравнению с полученной расчетным путем) частотную характеристику времени реверберации Большого зала, приблизив ее значения на отдельных частотах к оптимальным значениям (таблица 1).

Измеренные в различных зонах зрительских мест в зале показатели разборчивости речи (показатель RASTI) в среднем оказались около 0,65, что по системе объективных критериев для драматических театров соответствует оценке «хорошо». При этом структуры звуковых отражений во всех зонах зала показали равномерный спад, без акустических дефектов и образований эхо.



Рисунок 3 – Фрагмент зала с рассеивающими звук ограждениями лож и трансформируемым козырьком

Таблица 1 – Время реверберации в октавных полосах со среднегеометрическими частотами

Метод определения	Время реверберации в октавных полосах со среднегеометрическими частотами:					
	125	250	500	1000	2000	4000
Расчет (модель)	1,4	1,4	1,4	1,5	1,3	1,2
Натурные измерения	1,3	1,3	1,2	1,15	0,9	0,7

Анализ результатов научно-практических исследований специалистов НИИСФ по обеспечению акустического комфорта в Большом зале театра «Мастерская П. Фоменко» позволяет прийти к следующим выводам.

1. Представленная методика акустического проектирования, с использованием техники компьютерного моделирования, имеет достаточно точный и прикладной характер и может быть рекомендована для постоянного использования при разработке оптимальных акустических решений залов театров-студий.

2. Для увеличения точности акустического моделирования по использованному программному обеспечению специалисты-акустики

должны, при введении в расчеты базы данных, уделять особое внимание уточнению следующих исходных данных:

- Точный учет значений добавочного звукопоглощения [1, 5];
- Осознанный выбор кресел проектируемого зала и точный учет их звукопоглощения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по акустическому проектированию зала многоцелевого назначения средней вместимости [Текст]. – М.: Стройиздат, 1981.
2. Анерт, В. Техника звукоусиления. Теория и практика [Текст] / В. Анерт, Ф. Штеффен. – М.: Изд-во ООО ПКФ «Леруша», 2003.
3. Борисов, Л.А. Акустика зальных помещений [Текст] / Л.А. Борисов, Х.А. Щиржецкий // Сцена. – 2002. – №3.
4. Макриненко, Л.И.. Акустика помещений общественных зданий [Текст]. – М.: Стройиздат, 1986.
5. СНиП 23-03-2003 «Защита от шума» Раздел 13 «Акустика залов». - М.: Госстрой России, 2004.
6. Гост 24146- 89 «Зрительные залы. Метод измерения времени реверберации». – М.: Изд-во стандартов, 1989.
7. ISO –3382 «Measurement of the reverberation time of rooms with reference to other acoustical parameters».
8. Архитектурная физика [Текст] / Под ред. Н.В. Оболенского. – М.: Стройиздат, 1997.
9. Beranek, L.L. Concert Halls and Opera Houses. How They Sound [Text]. – Published by AIP through ASA, 1997.

10. Makrinenko, L. Acoustics of Auditoriums in Public Buildings [Text]. – Published for ASA through the American Institute of Physics, 1994.

Щиржецкий Христофор Алексеевич

ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук» (НИИСФ РААСН), г. Москва
К.т.н., ведущий научный сотрудник
E-mail: a021069@yandex.ru

Борисов Лев Александрович

ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии Архитектуры и Строительных наук» (НИИСФ РААСН), г. Москва
Д.т.н., профессор, заведующий лабораторией «Архитектурная акустика и акустические материалы»
E-mail: lborisoff@rambler.ru

CH. SCHIRJETSKY, L. BORISOV

**FEATURES ACOUSTIC DESIGN THEATRES
(FOR EXAMPLE, THEATRE WORKSHOP OF P. FOMENKO)**

The paper presents an optimal methodology for the acoustic design of such specific objects of culture, such as theatres. It is shown that the method is bound by the order must include the following successive stages: 1) Development of the recommendations for the correction of the General space-planning decisions of the hall, so that his feature-ka approached adopted in architectural acoustics recommendations; 2) Development of computer-ternay model the acoustics of the hall; 3) Carrying out acoustic calculations, development and approval and implementation of acoustic events; 4) the Field check of the acoustics of the hall after its commissioning.

Practical implementation the method has gained in the development of optimum acoustic, the solution of the Great hall of the Teatr – Masterskaya P. Fomenko. Computer simulation of variants of the acoustic transformations allowed us to develop the most efficient system in the portal of the reflectors of sound, regulated, depending on the program of exploitation of the Pain of a large hall. Along with this, the simulation allowed us to determine the type and number zvukovogo-Maysa finish of the hall, with the aim of bringing its reverberation time to the zone of optimal values of deposits. Field check the acoustics of the Great hall showed a good convergence of these calculations and measurements.

Keywords: acoustic design, theatres, reverberation time

BIBLIOGRAPHY

1. Rukovodstvo po akusticheskomu proyektirovaniyu zala mnogotsелеvogo naznacheniya sredney vmestimosti [Tekst]. – М.: Stroyizdat, 1981.
2. Anert, V. Tekhnika zvukousileniya. Teoriya i praktika [Tekst] / V. Anert, F. Shtefen. – М.: Izd-vo OOO PKF «Lerusha», 2003.
3. Borisov, L.A. Akustika zal'nykh pomeshcheniy [Tekst] / L.A. Borisov, KH.A. Shchirzhetskii // Stsena. – 2002. – №3.
4. Makrinenko, L.I.. Akustika pomeshcheniy obshchestvennykh zdaniy [Tekst]. – М.: Stroyizdat, 1986.
5. SNiP 23-03-2003 «Zashchita ot shuma» Razdel 13 «Akustika zalov». - М.: Gosstroy Rossii, 2004.
6. Gost 24146- 89 «Zritel'nyye zaly. Metod izmereniya vremeni reverberatsii». – М.: Izd-vo standartov, 1989.
7. ISO –3382 « Measurement of the reverberation time of rooms with reference to other acoustical parameters».
8. Arkhitekturnaya fizika [Tekst] / Pod red. N.V. Obolenskogo. – М.: Stroyizdat, 1997.
9. Beranek, L.L. Concert Halls and Opera Houses. How They Sound [Text]. – Published by AIP through ASA, 1997.
10. Makrinenko, L. Acoustics of Auditoriums in Public Buildings [Text]. – Published for ASA through the American Institute of Physics, 1994.

Ch. Shchirjetsky

Research institute of building physics of the Russian academy of architecture and construction sciences, Moscow
Candidate of technical sciences, senior fellow
E-mail: a021069@yandex.ru

L. Borisov

Research institute of building physics of the Russian academy of architecture and construction sciences, Moscow
Doctor of technical sciences, head of laboratory «Architectural acoustics and acoustic materials»
E-mail: lborisoff@rambler.ru

УДК. 624.016:693.98

АФАНАСЬЕВ А.А., КУРОЧКИН А.В.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Рассмотрены результаты аналитических и экспериментальных исследований по оценке несущей способности трубобетонных конструкций с ядром из высокопрочных модифицированных бетонов. Разработана интенсивная технология укладки бетонных смесей, обеспечивающая совместное бетонирование колонн и плит перекрытия в т.ч. в условиях пониженных температур. Рассмотрено применение круглых, квадратных и прямоугольных колонн при возведении каркасных жилых зданий. Доказано, что использование переходных гильз повышает технологичность возведения колонн различного сечения и способствует ускорению производства работ по возведению несущих конструкций.

Ключевые слова: *трубобетон, трубобетонный элемент, металлическая труба, бетон, арматура, анкерная система, адгезия, давление бетонной смеси, водоцементное отношение, переходная гильза, опорный воротник, прочность, бетонное ядро.*

Возведение зданий каркасной системы с несущими конструкциями из трубобетона позволяет интенсифицировать строительные процессы за счет исключения опалубочных и арматурных работ, путем использования ядра из модифицированных высокопрочных бетонов. Обеспечивается снижение поперечного сечения колонн, расхода металла и бетона, сокращения сроков строительства и трудозатрат.

Целесообразность применения трубобетона обусловлено использованием современных модифицированных высокоподвижных (П-4...П-5) и самоуплотняющихся бетонных смесей легкоперекачиваемых бетононасосами и практически не требующих интенсивного виброуплотнения. Такие бетонные смеси отличаются быстрым набором критической прочности, что способствует переходу на мало и безобогревное бетонирование конструкций.

В строительной практике используют технологии, основанные на применении трубобетона из круглых стальных труб диаметром от 159 до 1620 мм с толщиной стенки 6...14 мм, квадратных и прямоугольных стальных труб сечением со 180x180 мм до 500x500 мм и 180x140 мм до 600x200 мм с толщиной стенки 6-20 мм.

Эффективность трубобетонных элементов, для возведения высотных зданий основана на применении массивных трубобетонных колонн из высокопрочного бетона, образующих центральное ядро, с периферийным расположением вдоль наружных стен трубобетонных колонн меньшего диаметра. Совместная работа трубобетонного ствола и наружных стен обеспечена стальными диагональными связями в уровнях аутригерных этажей. По данной конструктивной схеме построено более десятка высотных зданий, включая такие известные как: 58-и этажное административное здание «Two Union Square» высотой 230,7 м г. Сизтл; 62-х этажное административное здание «Key Bank Tower» (рис.1).

Лидирующее место в области использования трубобетона занимает КНР. Кроме высотных зданий трубобетон используется при строительстве мостов и других сооружений. На рисунке 2 приведена телебашня «Canton Tower» высотой 600 м в г. Гуанчжоу, при строительстве которой использовались более современные технологии блочного наращивания, сварки узлов и заполнения бетоном.

В отечественной практике достаточно часто используется металлическая оболочка в качестве несъемной опалубки. Так, при строительстве здания АО «Банк Санкт-Петербург» ис-

пользована несъемная опалубка колонн, что позволило снизить трудоемкость работ по возведению вертикальных конструкций до 20% (рис.3).

Для восприятия более высоких нагрузок возможен переход на соответствующий класс бетона или дополнительного армирования стержневой арматурой, что не желательно вследствие значительного повышения трудоемкости и стоимости работ.

Одним из определяющих факторов технологичности трубобетонных конструкций являются узловые соединения элементов колонн, балочных и безбалочных плит перекрытий.



Рисунок 1 – 62-х этажное административное здание «Key Bank Tower»



Рисунок 2 – Телебашня «Canton Tower» высотой а – общий вид башни; б – оболочка из трубобетонных элементов



Рисунок 3 – Административное здание АО «Банк Санкт-Петербург»: а – общий вид; б – процесс возведения каркаса здания

Трубобетонные колонны, обладая более высокой несущей способностью по сравнению с традиционными железобетонными, обеспечивают снижение сечения колонн и массы зданий,

способствуют более рациональному планировочному решению и снижению общих затрат на бетонные работы и сроки строительства [1, 2].

Одним из примеров рационального использования каркаса из трубобетона прямоугольного сечения служит возведение уникального здания - Тайпей 101, высотой 508 м (рис.4), расположенного в зоне высоких ветровых нагрузок (до 60 м/с) и сейсмической активности 7 баллов и выше.

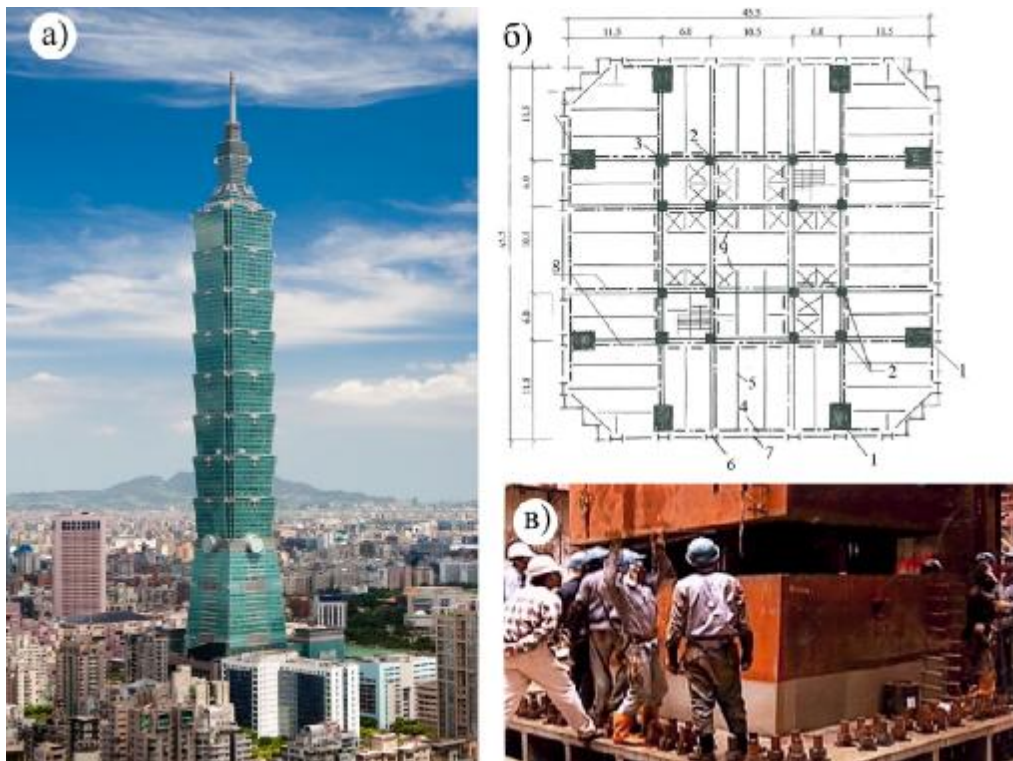


Рисунок 4 – Административное здание Тайпей 101
а – общий вид; б – конструктивная схема типового этажа;
в – монтаж 2-го объемного блока мегаколонны.

1 – мегаколонны; 2, 3 – угловые и рядовые колонны ядра жесткости; 4 – обвязочные балки;
5 – балки перекрытий; 6, 7 – несущие элементы ограждения;
8 – фермы для обеспечения пространственной жесткости; 9 – элементы лифтовых шахт

Для восприятия ветровых и сейсмических воздействий использованы мегаколонны прямоугольного сечения максимальными размерами 3000х2400 мм и минимальными 1800х1400 мм, изготавливаемые в виде отдельных блоков из листового металла толщиной от 80 до 50 мм. После установки блоков на уровень очередного этажа осуществляется заполнение бетонной смесью (бетон В90). Поэтажное заполнение бетоном производится до 63 этажа. На рис.4в приведен технологический этап монтажа 2-го блока.

Использование мегаколонн обеспечивает повышение жесткости каркаса и его сейсмостойкости.

Во избежание недопустимых прогибов применены три динамических гасителя колебаний: один на уровне 92-го этажа массой 600 т и два в шпиле.

Наблюдается продолжение исследований, связанных с оценкой несущей способности трубобетона на различных стадиях твердения высокопрочных бетонов при центральном и внецентренном нагружении, оценки совместной работы оболочки и бетонного ядра, динамики набора прочности бетонов в замкнутом пространстве, а также характера разрушения бетонного ядра при потере устойчивости и значительных деформациях.

Ответы на эти вопросы были получены в результате проведения комплексных исследований трубобетонных образцов с использованием модифицированных бетонов класса В35, В40 и В55, для смесей с В/Ц=0,26; 0,35; 0,45. Использовались электросварные трубы диаметром $D=102$ мм длиной $L=510$ мм с толщиной стенки $t=3$ мм [2].

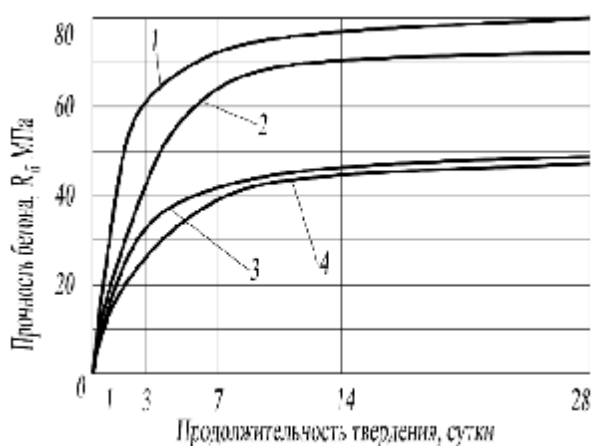


Рисунок 5 – Динамика набора прочности контрольных образцов-кубов и образцов-цилиндров отобранных из трубобетонных элементов

1- В60 с добавкой микрокремнезема В/Ц 0,26;
2 - В55 с В/Ц 0,26; 3 - В40 с В/Ц 0,42;
4 - В40 с В/Ц 0,38

Результаты испытаний и их статическая обработка показали, что набор прочности бетона в оболочке протекает менее интенсивно, чем в контрольных образцах и может достигать проектных значений за период более 28 суток твердения (рис.5).

Проведено сопоставление прочностных характеристик трубобетонных образцов и железобетонной цилиндрической формы, имеющими равные площади поперечного сечения бетонной оболочки и арматурного каркаса. Установлено, что несущая способность трубобетонных образцов превышает железобетонные в 2,0...2,5 раза. Эти результаты были получены для бетонов классов В35, В40 и В55 с внесением в бетонную смесь супер и гиперпластификаторов С-3, Хидетал, Вискаспрей. Снижение сроков набора прочности достигнуто при использовании комплексных добавок, включающих микрокремнезем и расширяющиеся добавки. Суточный набор прочности достигает 50% R_b и более.

При определении прочности бетона в обойме используется известная зависимость (1) [5].

$$R_{b,3} = R_b + k_t \cdot \delta_{br}, \quad (1)$$

где R_b – прочность бетона;

k_t – коэффициент бокового давления;

δ_{br} – боковое давление на контакте трубы с бетоном.

В процессе укладки бетонной смеси величина бокового давления численно равна гидростатическому и по мере набора прочности бетона она снижается.

Расчет трубобетонных конструкций по прочности нормальных сечений при гибкости $L_0/i \leq 40$ ($L_0/d \leq 10$) и величине эксцентриситета приложения сжимающей силы $e_0 \leq 0,5d$ осуществляется по (2).

$$N \leq m \cdot \varphi \cdot \varphi_e (R_{b,3} A + \sigma_{pz3} A_p), \quad (2)$$

где m – коэффициент условий работы, равный 0,95 при диаметре поперечного сечения не более 150 мм и 1,0 для остальных случаев;

φ – коэффициент продольного изгиба;

φ_e – коэффициент, учитывающий влияние начального эксцентриситета приложения сжимающей силы на прочность трубобетонного элемента;

A – площадь всего бетона поперечного сечения;

σ_{pz3} – напряжение центрально-сжатой стальной оболочки в предельном состоянии.

A_p – площадь сечения стальной оболочки;

При внецентренном сжатии несущая способность трубобетонной колонны определяется по (3).

$$N \leq \frac{k \cdot N_{np}}{1 + \frac{e_0 \cdot \eta \cdot D_n}{2,5 \cdot r^2}}, \quad (3)$$

где k – коэффициент однородности;

N_{np} – предельное усилие трубобетонного элемента;

D_n – наружный диаметр оболочки;

e_0 – величина эксцентриситета;

η – коэффициент учитывающий прогибы;

r – радиус инерции;

При одновременном действии на трубобетонный элемент круглого поперечного сечения изгибающих моментов M_x и M_y проверка прочности производится с учетом суммарного эксцентриситета.

Подобным образом осуществляется расчет трубобетонных элементов прямоугольного сечения.

При расчете на прочность производится учет влияния прогиба путем введения коэффициента продольного изгиба.

Расчет трубобетонных элементов по 2-й группе предельного состояния необходимо выполнять с учетом деформированной модели в соответствии с СП 52-103-2007 [6].

Установлен пластический характер деформации бетонного ядра в отличие от хрупкого разрушения железобетонных образцов. Выявлено, что бетонное ядро не разрушаясь повторяет форму деформированной оболочки, что свидетельствует о наличии пластического течения бетона. Бетон в обойме находится в условиях всестороннего сжатия и в таком состоянии воспринимает напряжения, существенно превышающие его призменную прочность.

Для высотных зданий существенным является тот факт, что в экстремальных условиях трубобетонные элементы способны длительное время воспринимать нагрузки, в отличие от железобетонных конструкций, теряющих несущую способность мгновенно. Это обстоятельство снижает процесс прогрессирующего обрушения [4, 7].

Основным условием эффективного использования трубобетона является применение технологичных соединительных элементов по высоте и размещение элементов балочных и безбалочных перекрытий. Наиболее частой формой соединения является сопряжение двух элементов с использованием «воротников». Основным недостатком таких соединений является большое количество болтовых и сварных соединений, что в условиях строительной площадки повышает трудоемкость работ.

Одним из технологичных решений является применение специальных соединительных гильз [8], изготавливаемых в заводских условиях. Их конструктивное решение предусматривает возможность устройства как балочного, так и безбалочного перекрытий, а также наращивание оболочки при изменении диаметра колонн. За счет отгиба элементов, формирующих отверстия, достигается передача нагрузки через элементы гильзы на бетонное ядро, что обеспечивает совместную работу независимо от условий производства работ и повышает технологичность решений за счет исключения сварочных работ на строительной площадке.

Данные решения подтверждены экспериментальными исследованиями [2] на трубобетонных элементах, оснащенных анкерными системами, с центральным и внецентренным расположением разрушающих нагрузок.

При изготовлении соединительных гильз применяется муфта из трубы наружным диаметром меньше чем внутренний диаметр оболочки колонны на 1,0...1,2 мм. Для обеспечения беспрепятственного монтажа вышележащих оболочек концевые элементы гильз выполняют со скошенными поверхностями (рис.6).

Проведен комплекс работ по испытанию несущей способности трубобетонных элементов на центральную и внецентренную нагрузки в зависимости от продолжительности выдер-

живания бетона (рис.7). Полученные данные были использованы при разработке скоростной технологии возведения каркаса зданий.

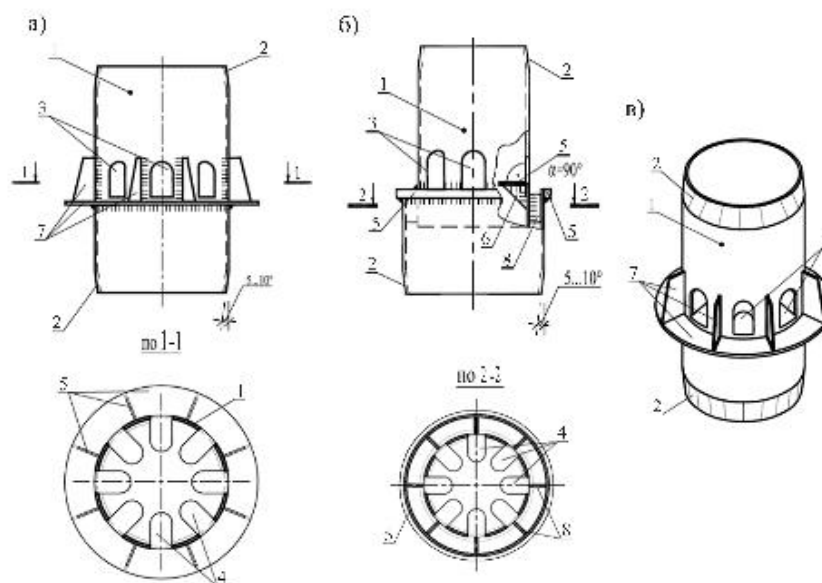


Рисунок 6 – Соединительные гильзы для наращивания оболочки колонн
а – для соединения колонн одинакового диаметра; б – то же разного диаметра;
в – аксонометрическая схема
1 – соединительная гильза; 2 – конусность; 3 – прорези стенки; 4 – внутренние отгибы;
5 – цилиндрический пояс; 6 – подкос; 7 – опорный «воротник»; 8 – ребра жесткости.

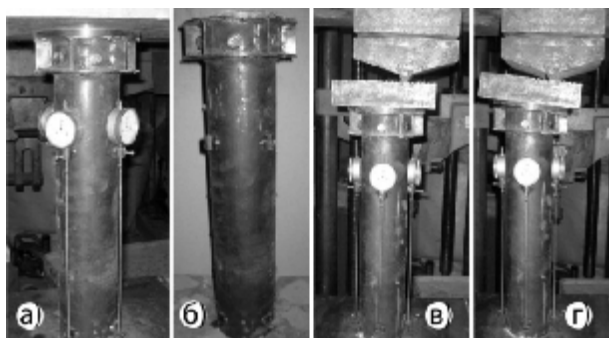


Рисунок 7 – Схемы испытаний трубобетонных образцов
а - общий вид центрально нагруженного образца;
б - то же после потери общей устойчивости;
в - общий вид внецентренно нагруженного образца; г - то же после потери общей устойчивости

Проведенные испытания трубобетонных образцов из бетонов В40 и В50 показали, что использование соединительных гильз способствует равномерной передаче нагрузки на ядро и оболочку с обеспечением однородных деформаций по высоте (рис.8).

Подобные результаты получены при внецентренном сжатии. Совместное приложение нагрузки на ядро и оболочку снижает деформативные параметры, в то время как приложение нагрузки на оболочку в 1,6...2,0 раза меньше чем в образцах с соединительной гильзой.

Для современного строительства характерно использование широкого спектра механизации. К ним относятся: самоподъемные и приставные краны; распределительные стрелы

бетононасосов; самоподъемные опалубки. Использование современной техники и высокопрочных подвижных бетонных смесей легко перекачиваемых бетононасосами позволяет создать новые более эффективные технологии.

Выполнено сравнение вариантов строительно-технологических характеристик каркаса здания с заменой железобетонных колонн на трубобетонные, а также вариантов возведения здания на примере 47-ми этажного административно-торгового комплекса «Миракс-Плаза» высотой 192,5 м с ядром жесткости возводимом в самоподъемной опалубке показало сниже-

ние диаметра колонн с 1,6 м до 1,3 м на первом и с 0,9 м до 0,60 м на верхнем ярусах. При этом достигается снижение металлоемкости до 30% и расхода бетона до 20%.

Выше приведенные показатели по снижению сечений подтверждены расчетами с использованием программного комплекса Ing+ в подсистеме конечноэлементных расчетов строительных конструкций на прочность и устойчивость.

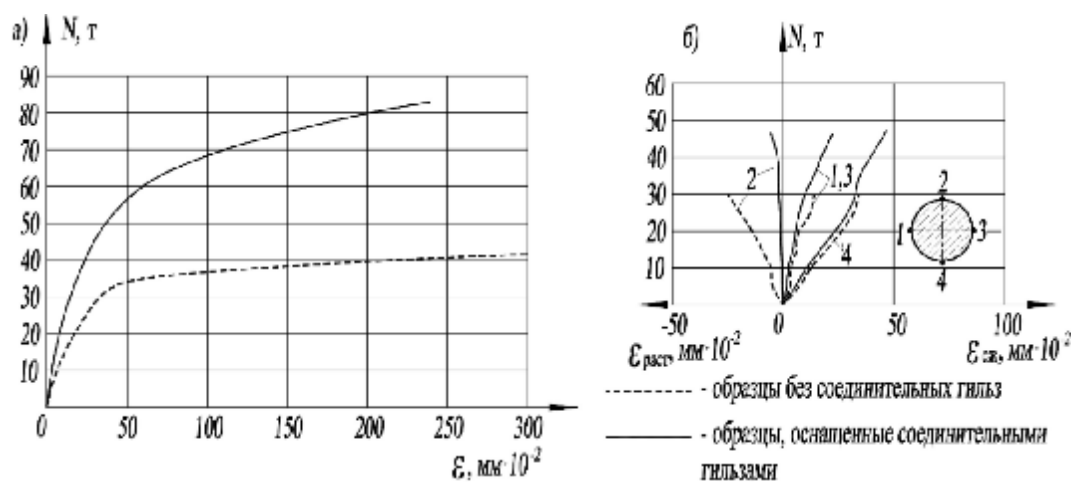


Рисунок 8 – Деформативные характеристики образцов трубобетона
а – центральное сжатие; б – внецентренное сжатие; 1, 2, 3 и 4 – оси деформаций

Разработана организационно-технологическая модель возведения каркаса здания с трубобетонными колоннами. На рис. 9 показана технологическая схема производства работ по возведению типового этажа. Для производства работ используются два самоподъемных крана, бетононасос с распределительной стрелой, грузопассажирский подъемник, ветрозащитные ограждения, опалубочная система перекрытия с рабочими зонами и т.д.

Для поточного производства работ производится разбивка типового этажа на три технологических захватки, где осуществляется производство работ в соответствии с технологической картой. Возведение ядра жесткости ведется с помощью самоподъемной опалубки отдельным технологическим потоком с опережением основных строительных процессов.

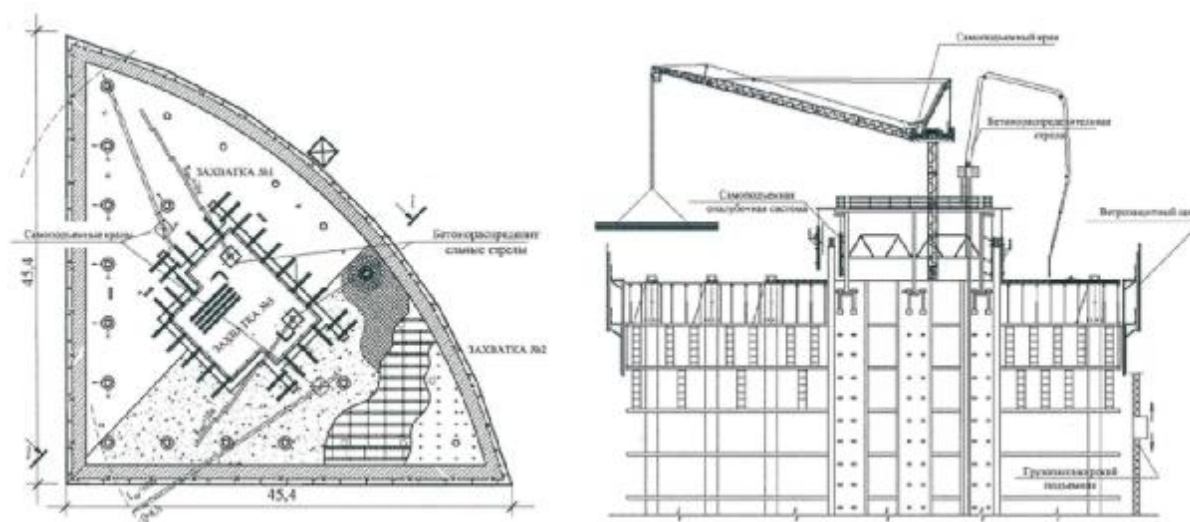


Рисунок 9 – Технологическая схема производства работ по устройству трубобетонных элементов и перекрытий типового этажа

На рис.10 приведена технологическая последовательность монтажа оболочек колонн, оснащенных соединительными гильзами, опалубки перекрытия и поэтапное бетонирование несущих конструкций. При этом в случае одинакового класса бетонов вертикальные и горизонтальные конструкции бетонирование производится в один технологический цикл. Для разных классов бетона сначала смесь укладывается в оболочки колонн, а затем в опалубку плиты перекрытия. По окончании укладки смеси выполняется комплекс работ по уходу за бетоном.

Наличие трех захваток предусматривает использование двух бетонораспределительных стрел, что позволяет в 2 раза снизить продолжительность работ.

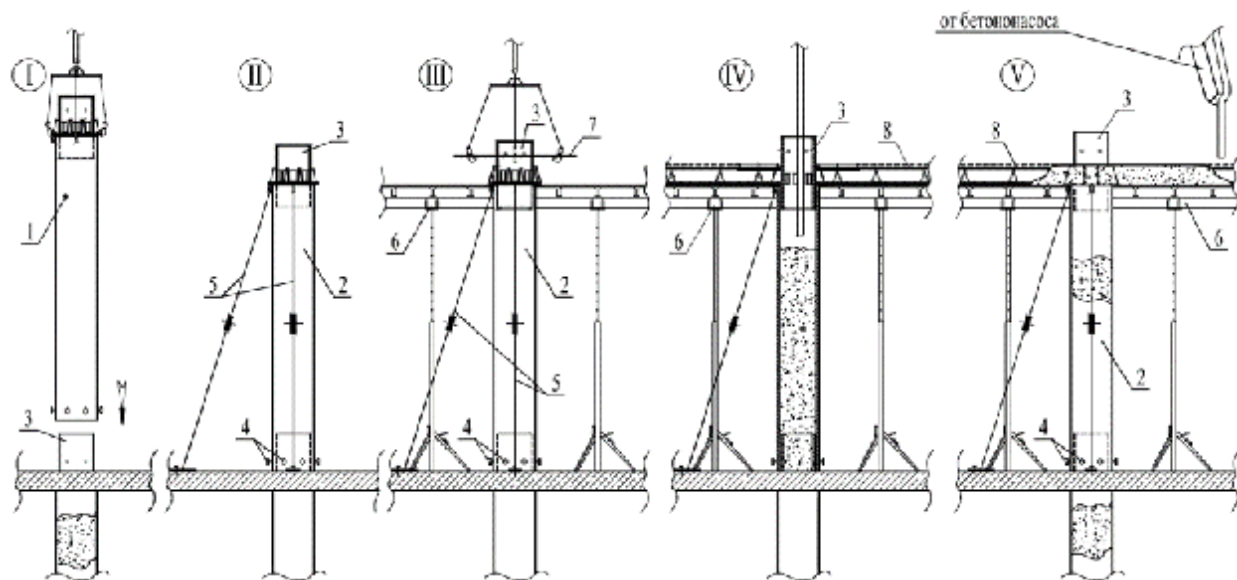


Рисунок 10 – Технологическая схема возведения несущих конструкций каркаса здания с колоннами из трубобетона

1 – установка монтажного элемента в проектное положение; II – выверка, временное и постоянное крепление стальной оболочки колонны, оснащенной соединительной гильзой; III – монтаж дополнительной арматуры с укладкой на опорный «воротник» и последующее армирование перекрытия; IV – укладка бетонной смеси в стальные оболочки колонн; V – бетонирование перекрытия; 1 – монтажный элемент; 2 – стальная оболочка колонны; 3 – соединительная гильза; 4 – фиксирующие болты; 5 – монтажные подкосы; 6 – опалубочная система перекрытия; 7 – дополнительное армирование зон сопряжений колонн с перекрытиями; 8 – арматура перекрытия

Использование высокопрочных бетонов обеспечивает ранние сроки набора критической прочности, что создает предпосылки совмещения процессов монтажа оболочек, устройства опалубочных систем и армирования вышележащего этажа без демонтажа опалубки перекрытий. Таким образом достигается скоростное строительство каркаса здания.

В то же время следует отметить, что трубобетонные конструкции, несмотря на отсутствие нормативной базы, часто используются при возведении сборно-монолитных каркасных зданий, а также отдельностоящих стоек или колонн с достаточно высокой предельной нагрузкой.

На рисунке 11 показан общий вид 12-и этажного каркасного здания с несущими вертикальными конструкциями из трубобетонных элементов и перекрытиями из монолитного железобетона в процессе возведения. Рассматриваемое здание имеет шаг колонн 7,2 м, пролет 8,0 м с центральным ядром жесткости, представляющим собой лестнично-лифтовой узел. В качестве опорных элементов перекрытий использовались стальные «воротники», на которые размещались арматурные каркасы, высотой 180 мм.

Большая часть здания была возведена в зимний период. Для прогрева конструкций использовались теплогенераторы, размещаемые на нижележащем перекрытии, с ограждением из воздухонепроницаемых штормов. Для ритмичного производства работ производилась разбивка здания на захватки, площадь которых составляла 200-250 м². Подача бетонной смеси и всех монтажных элементов осуществлялось с помощью башенных кранов. По мере наращивания этажей производилось возведение трехслойных энергоэффективных ограждающих конструкций.

В зимних условиях предусматривается использование конвективного прогрева конструкций теплогенераторами или греющими проводами с последующей теплоизоляцией перекрытия.

Выдерживание бетона перекрытий осуществляется с постоянным и температурным контролем в контрольных точках. Для сокращения цикла набора прочности бетоном целесообразно перед укладкой смеси осуществлять прогрев опалубки и оболочек колонн до температуры 15...20°C.

С учетом результатов испытаний контрольных образцов производится расчет прочности бетона перекрытий и его оценка с применением методов неразрушающего контроля.

Демонтаж опалубки производится после набора бетоном критической прочности. Для исключения возможных деформаций под перекрытием устанавливаются телескопические стойки переопирания.



Рисунок 11 – Общий вид 12-и этажного здания с вертикальными несущими конструкциями из трубобетона

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бикбау, М.Я. Практика и перспектива применения трубобетона в строительстве высотных зданий [Текст] // Сб. док. II Международного симпозиума по строительным материалам КНАУФ для СНГ, 2005. – с. 45-56.
2. Афанасьев, А.А. Использование трубобетона в жилищном строительстве [Текст] / А.А. Афанасьев, А.В. Курочкин // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. -№ 3. –с. 14-15.
3. Курочкин, А.В. Технология возведения каркасных зданий с вертикальными несущими конструкциями из трубобетонных элементов [Текст] : Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.08 / А.В. Курочкин. – М., 2011. – 172 с.
4. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона [Текст]. – М.: Стройиздат, 1996 - 416 с.
5. Кришан, А.Л. Определение разрушающей нагрузки сжатых трубобетонных элементов [Текст] / А.Л. Кришан, А.И. Заикин, М.С. Купфер // Бетон и железобетон. – 2009. – №2. – С. 13-16.
6. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий [Текст]. – М.: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2007. – 18 с.
7. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures / Part 1-1 General rules and rules for buildings. Stage 49.
8. Пат. № 2464389 Российская Федерация. Способ соединения трубобетонных колонн по высоте и перекрытиям / Афанасьев А.А., Курочкин А.В. – Оpubл. 20.10.2012, Бюл. № 29.
9. Монолитные сталежелезобетонные конструкции высотных зданий с применением высокопрочного бетона [Текст] // Строительство и архитектура. Экспресс информация. – 1989. – Вып. 11. – С. 2-6.

Афанасьев Александр Алексеевич

ФГБОУ ВО «Московский государственный строительный университет», г. Москва
Доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РААСН

Курочкин Александр Вячеславович

ООО «ИнТехПроект», г. Москва
Кандидат технических наук
E-mail: avk@intechproject.ru

A. AFANAS'EV, A. KUROCHKIN

EFFECTIVENESS OF PIPE-CONCRETE STRUCTURES IN THE CONSTRUCTION OF FRAME BUILDINGS

Results of pilot studies according to the bearing are considered the tube-reinforced concrete elements of designs with a kernel from the high-strength modified concrete. The intensive technology of laying of the concrete mixes providing joint concreting of columns and plates of overlapping including in the conditions of the lowered temperatures is developed. It is proved that use of transitional sleeves increases technological effectiveness of construction of columns of various section and promotes acceleration of works on construction of the bearing designs.

Key words: tube-reinforced concrete, tube-reinforced concrete element, metal pipe, reinforcement, anchor system, adhesion, pressure of concrete mix, water-cement ratio, diminishing socket, flange, strength, concrete kernel.

BIBLIOGRAPHY

1. Bikbau, M.YA. Praktika i perspektiva primeneniya trubobetona v stroitel'stve vysokotnykh zdaniy [Tekst] // Sb. dok. II Mezhdunarodnogo simpoziuma po stroitel'nym materialam KNAUF dlya SNG, 2005. – s. 45-56.
2. Afanas'yev, A.A. Ispol'zovaniye trubobetona v zhilishchnom stroitel'stve [Tekst] / A.A. Afanas'yev, A.V. Kurochkin // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2011. -№ 3. –s. 14-15.
3. Kurochkin, A.V. Tekhnologiya vozvedeniya karkasnykh zdaniy s vertikal'nymi nesushchimi konstruk-tsiyami iz trubobetonnykh elementov [Tekst] : Dis. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.08 / A.V. Kurochkin. – M., 2011. – 172 s.
4. Karpenko, N.I. Obshchiye modeli mekhaniki zhelezobetona [Tekst]. – M.: Stroyizdat, 1996 - 416 s.
5. Krishan, A.L. Opredeleniye razrushayushchey nagruzki szhatykh trubobetonnykh elementov [Tekst] / A.L. Krishan, A.I. Zaikin, M.S. Kupfer // Beton i zhelezobeton. – 2009. – №2. – S. 13-16.
6. SP 52-103-2007 Zhelezobetonnyye monolitnyye konstruksii zdaniy [Tekst]. – M.: FGUP «NITS «Stroitel'stvo», 2007. – 18 s.
7. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures / Part 1-1 General rules and rules for build-ings. Stage 49.
8. Pat. № 2464389 Rossiyskaya Federatsiya. Sposob soyedineniya trubobetonnykh kolonn po vysote i perekrytiyam / Afanas'yev A.A., Kurochkin A.V. – Opubl. 20.10.2012, Byul. № 29.
9. Monolitnyye stalezhelezobetonnyye konstruksii vysokotnykh zdaniy s primeneniym vysokoprochno-go betona [Tekst] // Stroitel'stvo i arkhitektura. Ekspres informatsiya. – 1989. – Vyp. 11. – S. 2-6.

A. Afanas'ev

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

Doctor of technical sciences, professor, correspondent member of RAACS

A. Kurochkin

LLC «InTechProject», Moscow

Candidate of technical sciences

E-mail: avk@intechproject.ru

КОНСТАНТИНОВ И.С., ПОЛЬЩИКОВ К.А., ИВАЩУК О.А.

О ПРОБЛЕМЕ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОЙ СВЯЗИ НА ОТДАЛЕННЫХ И ОПАСНЫХ ТЕРРИТОРИАЛЬНО РАСПРЕДЕЛЕННЫХ ОБЪЕКТАХ СТРОИТЕЛЬСТВА

Определены понятия отдаленных и опасных строящихся объектов. Обозначена актуальная научно-техническая проблема, состоящая в обеспечении эффективной связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства. Для решения этой проблемы обоснована целесообразность применения беспроводных самоорганизующихся сетей. Сформулированы основные научные результаты, полученные с целью повышения эффективности информационного обмена в процессе обеспечения связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства.

Ключевые слова: *отдаленные и опасные объекты строительства, обеспечение связи, беспроводные самоорганизующиеся сети, строительные работы, чрезвычайные ситуации.*

Введение

Состояние и конкурентоспособность экономики государства во многом зависят от эффективности его строительной отрасли. Основные усилия ученых и практиков в этой сфере направлены на снижение сроков, а также повышение качества и безопасности строительных работ. Важную роль в достижении указанных целей играют вопросы обеспечения информационного обмена на строящихся объектах.

Цель данной статьи состоит в том, чтобы показать актуальность научно-технической проблемы обеспечения эффективной связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства, а также предложить для ее решения перспективный технологический подход, основанный на использовании сетей передачи данных с динамичной топологией.

Основные тенденции и задачи организации связи на строящихся объектах

В настоящее время одной из составляющих процесса строительства является организация связи для оперативно-диспетчерского управления производством работ [1]. С этой целью, например, в рамках инженерной подготовки строительной площадки предусмотрена прокладка временной телефонной сети [2]. Для повышения эффективности строительных работ разрабатываются специализированные информационно-телекоммуникационные системы. Так, создан аппаратно-программный комплекс сбора, обработки, анализа и передачи данных о процессе строительства скважин [3]. На основе применения этого оборудования осуществляется анализ информации о значениях технологических параметров выполнения отдельных строительных операций, что позволяет оперативно определять причины возникновения нештатных ситуаций и принимать решения по их устранению.

С целью обеспечения безопасности строительно-технологических процессов применяются комплексы геотехнического мониторинга, осуществляющие слежение за параметрами возводимых зданий и сооружений. Указанное оборудование используется для своевременного выявления дефектов и предотвращения аварийных ситуаций при строительстве плотин, дамб, электростанций, сооружений башенного типа. В состав таких комплексов входят системы сбора данных, позволяющие осуществлять получение показаний со всех датчиков и передачу этой информации на диспетчерский пульт для отображения в реальном времени [4; 5].

В сфере строительства большое значение имеют мероприятия по защите людей и возводимых сооружений от аварий, катастроф и стихийных бедствий. В России в рамках Единой государственной системы предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций предусмотрена соответствующая подсистема, функционирующая на объектах строительной отрасли. Выполнение задач по противодействию чрезвычайным ситуациям в процессе подземного строительства входит в сферу деятельности Федерального государственного казенного учреждения «Управление военизированных горноспасательных частей в строительстве» [6]. При этом необходимым условием обеспечения безопасности строительных работ и постоянной го-

товности к предупреждению и ликвидации аварий и чрезвычайных ситуаций является обеспечение эффективного информационного обмена на возводимых объектах [7; 8].

Таким образом, организация связи на строящихся объектах ориентирована на решение ряда следующих важных задач:

- 1) обеспечение оперативного взаимодействия в процессе выполнения строительных работ;
- 2) проведение мониторинга на объектах строительства, реализуемого с целью контроля работ, а также своевременного обнаружения явлений и деструктивных факторов природного и техногенного характера, приводящих к пожарам, взрывам, разрушению, затоплению, воздействию ядовитых веществ и радиационного излучения;
- 3) обеспечение управления силами и средствами в процессе ликвидации чрезвычайных ситуаций на строящихся объектах с целью минимизации человеческих жертв и материального ущерба.

Решение указанных задач сопряжено с рядом объективных трудностей, особенно при строительстве отдаленных и опасных территориально распределенных объектов.

Самоорганизующиеся сети как основа связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства

Отдаленными объектами строительства будем именовать здания и сооружения, возводимые в отдаленных районах с неразвитой телекоммуникационной инфраструктурой. К таким территориально распределенным объектам, строящимся, как правило, на недостаточно освоенной местности (в горах, тайге, тундре, степи, пустыни) могут быть отнесены, например, промышленные и добывающие предприятия с рабочими поселками, исследовательские станции, войсковые части, аэродромы, космодромы и т.д.

Под опасными объектами строительства будем понимать здания и сооружения, возводимые в условиях опасности воздействия деструктивных и поражающих факторов природного и техногенного характера, вызывающих взрывы, пожары, обрушение, затопление, облучение, отравление и т.п. К указанному классу относятся следующие территориально распределенные объекты:

- 1) здания и сооружения, возводимые в районах с опасностью экстремальных воздействий ветра, землетрясений, наводнений, оползней и других природных явлений;
- 2) прокладываемые тоннели, метрополитены и другие строящиеся подземные сооружения;
- 3) здания и сооружения, возводимые вблизи опасных производственных объектов, на которых производятся, добываются, используются, перерабатываются, образуются, хранятся, транспортируются и уничтожаются взрывчатые, химические, радиоактивные, воспламеняющиеся, горючие и токсичные вещества;
- 4) объекты, строительство которых осуществляется вблизи проведения горных работ (над горными выработками).

Для обеспечения связи в условиях опасности деструктивных (поражающих) внешних воздействий и отсутствия традиционной телекоммуникационной инфраструктуры необходимы сети передачи информации, обладающие быстрым развертыванием, автономностью электропитания каждого узла, высокой живучестью, способностью доставлять сообщения при динамически изменяющейся топологии (случайных процессах перемещения, уничтожения, добавления, включения и выключения узлов).

Достичь таких возможностей можно на основе создания беспроводных самоорганизующихся сетей (Mobile Ad-Hoc Networks, MANET), имеющих децентрализованную изменяемую структуру [9–11]. Основными особенностями построения MANET являются:

- 1) реализация децентрализованного управления компонентами сети;
- 2) отсутствие базовых станций (фиксированных узлов);
- 3) способность каждого узла выполнять функции маршрутизатора.

Благодаря указанным преимуществам MANET имеет хорошие перспективы применения для обеспечения связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства. Использование самоорганизующейся сети зачастую предоставляет единственную приемлемую возможность организовать информационный обмен на указанных объектах, т.к. развертывание традиционных систем сотовой, проводной и радиосвязи является до-

статочно трудоемким и дорогостоящим процессом. К тому же установка фиксированных приемо-передающих узлов делает сеть недостаточно мобильной и живучей, т.е. не способной эффективно функционировать в условиях случайных перемещений и экстремальных внешних воздействий.

При проведении работ на отдаленных и опасных объектах строители могут использовать компактные персональные ad-hoc-устройства, снабженные элементами автономного электропитания (аккумуляторными батареями). В комплект этих многофункциональных сетевых узлов могут входить следующие элементы:

- 1) беспроводная гарнитура для осуществления сеансов связи с помощью голосового вызова (без участия рук);
- 2) камеры наблюдения для передачи на пункты оперативно-диспетчерского управления видеoinформации о состоянии объектов строительства и ходе проведения работ;
- 3) аппаратура мониторинга внешних условий на строящихся объектах (датчики для обнаружения воды, взрывоопасных газов, радиационного излучения, ядовитых веществ, трещин, провалов, падающих предметов и т.п.);
- 4) датчики определения функционального состояния человека (измерения частоты пульса и дыхания, температуры и т.д.) для сигнализации о необходимости проведения мероприятий по спасению строителей (предоставлению им помощи);
- 5) средства определения местоположения сетевых узлов, необходимые для получения координат нахождения строителей, требующих спасения (предоставления помощи).

Организация информационного взаимодействия при строительстве отдаленных и опасных объектов на основе применения самоорганизующейся сети позволит выполнять следующие функции:

- 1) наблюдение за ходом выполнения строительных работ;
- 2) дистанционное управление процессом строительства;
- 3) обмен сообщениями для решения текущих технологических задач;
- 4) наблюдение за внешними условиями на объектах строительства для своевременного обнаружения деструктивных (поражающих) факторов и обеспечения безопасности работ;
- 5) дистанционное управление и координация действий в ходе противодействия чрезвычайным ситуациям;
- 6) информирование о местах (координатах) нахождения и функциональном состоянии строителей для сохранения их жизни и здоровья;
- 7) контроль состояния строящихся объектов и их отдельных участков при ликвидации чрезвычайных ситуаций.

Однако указанные функциональные возможности пока не реализованы, т.к. на сегодняшний момент недостает как теоретической, так и практической базы для создания самоорганизующихся сетей, способных обеспечить эффективную связь при строительстве отдаленных и опасных объектов.

Сущность проблемы и основные направления исследований в рамках ее решения

Несмотря на имеющиеся значительные преимущества самоорганизующиеся сети пока не получили широкого практического распространения. Замедленные темпы их внедрения связаны с тем, что в условиях динамичной сетевой топологии доставка информации затруднена вследствие влияния следующих факторов:

- 1) кратковременность существования соединений как результат быстрого изменения сетевой топологии;
- 2) высокая вероятность искажения информации вследствие влияния помех в радиоканалах;
- 3) значительные задержки передачи пакетов, обусловленные низкой пропускной способностью радиоканалов;
- 4) существенные потери пакетов как результат часто возникающих перегрузок сети из-за нестационарности ее трафика [12].

Влияние указанных факторов проявляется в снижении объемов и увеличении времени доставки информации, что недопустимо при строительстве отдаленных и опасных объектов, т.к. от полноты и оперативности получения сообщений в чрезвычайных ситуациях зависит жизнь и здоровье строителей, а также степень повреждения возводимых сооружений.

Ввиду вышеизложенного можно утверждать, что обеспечение эффективной связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства представляется актуальной научно-технической проблемой. В рамках ее решения исследован процесс информационного обмена в самоорганизующейся сети, который базируется на осуществлении пакетной передачи данных.

Пакетная передача данных, т.е. передача сообщений по каналам сети в виде набора информационных блоков, рассмотрена как совокупность следующих взаимосвязанных процессов:

- 1) отправка пакетов узлами-источниками и подтверждений узлами-получателями;
- 2) передача пакетов и подтверждений узлами сети;
- 3) прием пакетов и подтверждений узлами сети;
- 4) буферизация пакетов и подтверждений в канальных очередях;
- 5) отбрасывание пакетов и подтверждений, поступающих в транзитные узлы.

Анализ показал, что применяемые в настоящее время методы и алгоритмы пакетной передачи данных основаны на достаточно грубых, приближенных моделях, полученных эвристическим путем. Они разработаны, в основном, для сетей с фиксированной топологией и неэффективны при случайных изменениях сетевой структуры [13–15].

Это предопределило необходимость развития теоретического аппарата в области пакетной передачи данных в условиях динамичной сетевой топологии. Исследования показали, что одним из ключевых этапов в процессах пакетной передачи данных является выбор значений ряда параметров, например битовой длины пакетов, межпакетного интервала, окна перегрузки, тайм-аута повторной передачи, вероятности отбрасывания пакетов, количества подтверждаемых одной квитанцией пакетов байт, приоритетов очередности передачи пакетов, максимального размера пакетной очереди, окна приема и т.д. Для осуществления этого выбора в самоорганизующейся сети обосновано применение нейро-нечеткого подхода [16–19].

С целью повышения эффективности информационного обмена в процессе обеспечения связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства разработаны модели, методы и алгоритмы в области пакетной передачи данных, в рамках которых получены следующие основные результаты:

- 1) функциональная модель процессов пакетной передачи данных в самоорганизующейся сети [20];
- 2) обобщенные модели нейро-нечетких систем для выбора значений параметров пакетной передачи [21];
- 3) математическая модель процессов передачи информационных потоков по каналам заданного контура [11];
- 4) метод нейро-нечеткого выбора значений межпакетного интервала при отправке данных узлами-источниками [22];
- 5) метод нейро-нечеткого выбора тайм-аута повторной передачи, осуществляемой узлами-источниками [23];
- 6) метод нейро-нечеткого выбора вероятности отбрасывания пакетов в транзитных узлах [24];
- 7) математическая модель доставки информационных сообщений в самоорганизующейся сети [25].

Исследования показали, что на базе предложенных теоретических разработок могут быть созданы аппаратно-программные средства, реализация которых на практике даст возможность существенно увеличить оперативность и объемы доставки данных в самоорганизующихся сетях за счет повышения их производительности. Это в конечном итоге позволит обеспечить эффективную связь при проведении работ и противодействии чрезвычайным ситуациям на отдаленных и опасных объектах строительства.

Заключение

Таким образом, в настоящее время существует острая необходимость в решении проблемы, состоящей в обеспечении эффективной связи на отдаленных и опасных территориально распределенных объектах строительства. Авторы статьи видят это решение в области применения беспроводных самоорганизующихся сетей и предлагают ряд теоретических разработок, направленных на повышение их производительности. Основные результаты, полученные

в рамках решения обозначенной проблемы, в конечном счете, ориентированы на достижение оперативности, качества и безопасности работ при строительстве отдаленных и опасных объектов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительные нормы и правила организации строительного производства [Электронный ресурс]. – URL: <http://www.docload.ru/Basesdoc/1/1798/index.htm>.
2. Стандарт Национального объединения строителей. Организация строительного производства. Подготовка и производство строительных и монтажных работ [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200094418>.
3. Аппаратно-программный комплекс сбора, обработки, анализа и передачи данных о процессе строительства скважин «Геотек» [Электронный ресурс]. – URL: <http://geotek.ru/ktts.php?Page=fact3>.
4. Болдырев, Г.Г. Геотехнический мониторинг [Электронный ресурс] / Г.Г. Болдырев, А.А. Живаев – Режим доступа: <http://npp-geotek.com/d/942856/d/geotekhnicheskiiymonitoring.pdf>.
5. Штунцайгер, И.Е. Практический опыт устройства стационарных автоматизированных систем мониторинга строительных конструкций на олимпийских объектах в городе Сочи [Текст] / И.Е. Штунцайгер, А.С. Денисова, А.И. Кугачев и др. // Строительство и реконструкция. – 2015. – № 4. – С. 67–71.
6. ФГКУ «УВГЧ в строительстве» [Электронный ресурс]. – URL: <http://www.uvgsch.ru>.
7. Роботизированная пожарная установка [Электронный ресурс]. – URL: <http://fire-robot.ru>.
8. Константинов, И.С. К вопросу обеспечения связи в процессе предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций на объектах строительства [Текст] / И.С. Константинов, О.В. Пилипенко, К.А. Польщиков, О.Д. Ивашук // Строительство и реконструкция. – 2016. – № 1. – С. 40–46.
9. Basagni, S. Mobile Ad Hoc Networking / S. Basagni, M. Conti, S. Giordano, I. Stojmenovic – IEEE Press, 2004. – 461 p.
10. Константинов, И.С. Имитационная модель передачи информационных потоков в мобильной радиосети специального назначения [Текст] / И.С. Константинов, К.А. Польщиков, С.А. Лазарев // Научные ведомости БелГУ. – 2015. – № 13 (210). – Вып. 35(1). – С. 156–163.
11. Константинов, И.С. Математическое моделирование передачи информационных потоков в беспроводной самоорганизующейся сети специального назначения [Текст] / И.С. Константинов, С.А. Лазарев, К.А. Польщиков // Научные ведомости БелГУ. – 2015. – № 19 – Вып. 36(1). – С. 101–109.
12. Польщиков, К.А. Проблемные вопросы доставки данных в мобильной радиосети специального назначения [Текст] / К.А. Польщиков // Электросвязь. – 2015. – № 7. – С. 26–29.
13. Rvachova, N. Selecting the intersegment interval for TCP in Telecomm networks using fuzzy inference system / N. Rvachova, G. Sokol, K. Polschkyov, J. Davies // Proc. of the Sixth International Conference «2015 Internet Technologies and Applications (ITA)». – 2015. – P. 256–260.
14. Polschkyov, K. Methods and Technologies Analysis of The Real-Time Traffic Transmission Requests Servicing / K. Polschkyov, K. Kubrakova, O. Odaruschenko // World Applied Programming. – 2013. – Vol. 3, Issue 9, P. 446–450.
15. Polschkyov, K. The Methodology of Modeling Available for Data Traffic Bandwidth Telecommunications Network / K. Polschkyov, S. Olexij, N. Rvachova // Proc. of the X International Conference «Modern Problems of Radio Engineering, Telecommunications and Computer Science (TCSET'2010)». – 2010. – P. 158.
16. Polshchikov, K.O. Method of telecommunications channel throughput distribution based on linear programming and neuro fuzzy predicting / K.O. Polshchikov, Y.M. Zdorenko, M.O. Masesov // Elixir International Journal. Network Engineering. – 2014. – Vol. 75. – P. 27327–27334.
17. Tarasov, O.F. Neuro Fuzzy Predicting Mathematic Model of Computer Network Load / O.F. Tarasov, K.O. Polshchikov, N.V. Yeryomin // Proc. of the International Conference «Modern Problems of Radio Engineering, Telecommunications and Computer Science (TCSET'2014)». – 2014. – P. 406–408.
18. Polshchikov, K. Neuro-Fuzzy System for Prediction of Telecommunication Channel Load / K. Polshchikov, Y. Zdorenko, M. Masesov // Proc. of the Second International Scientific-Practical Conference «Problems of Infocommunications Science and Technology (PIC S&T)». – 2015. – P. 33–34.
19. Польщиков, К.А. Об управлении интенсивностью потоков данных в мобильной радиосети специального назначения [Текст] / К.А. Польщиков // Научные ведомости БелГУ. – 2014. – № 21 (192). – Вып. 32(1). – С. 196–201.
20. Польщиков, К.А. Функциональная модель управления интенсивностью потоков данных в мобильной радиосети специального назначения [Текст] / К.А. Польщиков // Научный вестник ДГМА. – 2012. – №1 (9Е). – С. 127–135.
21. Польщиков, К.А. Обобщенные модели нейро-нечетких систем управления интенсивностью потоков данных в мобильной радиосети [Текст] / К.А. Польщиков // Science and Education a New Dimension. – 2013. – Vol. 8. – P. 133–137.
22. Konstantinov, I.S. Algorithm For Neuro-Fuzzy Control Of Data Sending Intensity In A Mobile Ad Hoc Network For Special Purpose / I.S. Konstantinov, K.O. Polshchikov, S.A. Lazarev // Journal Of Current Research In Science. – 2016. – Vol. 4, No. 1. – P. 105–108.
23. Польщиков, К.А. Система прогнозирования загрузки маршрутизатора на основе нечеткой нейронной сети [Текст] / К.А. Польщиков // Вестник компьютерных и информационных технологий. – 2015. – № 9. – С. 55–60.

24. Polschikov, K. Synthesis of neuro-fuzzy systems for active management of packet queues in telecommunication networks / K. Polschikov, Y. Korotenko // Elixir International Journal. Network Engineering. – 2013. – Vol. 62. – P. 17501–17506.

25. Польщиков, К.А. Оценка вероятностно-временных характеристик доставки данных в беспроводной самоорганизующейся сети [Текст] / К.А. Польщиков // Научные ведомости БелГУ. – 2015. – № 7 (204). – Вып. 34(1). – С. 183–187.

Константинов Игорь Сергеевич

Белгородский государственный национальный исследовательский университет, г. Белгород
Доктор технических наук, профессор, проректор по научной и инновационной деятельности
Email: konstantinov@bsu.edu.ru

Польщиков Константин Александрович

Белгородский государственный национальный исследовательский университет, г. Белгород
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры информационных систем
Email: polshchikov@bsu.edu.ru

Ивашук Ольга Александровна

Белгородский государственный национальный исследовательский университет, г. Белгород
Доктор технических наук, доцент, профессор кафедры информационных систем
Email: ivaschuk@bsu.edu.ru

I. KONSTANTINOV, K. POLSHCHYKOV, O. IVASCHUK

ON THE PROBLEM OF EFFECTIVE COMMUNICATION IN REMOTE AND DANGEROUS TERRITORIAL DISTRIBUTED CONSTRUCTION SITES

The concepts of remote and dangerous objects of building are defined. Denotes the actual scientific and technical problem consisting in providing effective communication to remote and dangerous geographically distributed objects of building. To solve this problem the expediency of the use of self-organizing wireless networks. The basic scientific results obtained to improve the efficiency of information exchange in the process of communication in remote and dangerous geographically distributed objects of building.

Keywords: remote and dangerous objects of building, communications, mobile ad-hoc networks, building works, emergencies.

BIBLIOGRAPHY

1. Stroitel'nyye normy i pravila organizatsii stroitel'nogo proizvodstva [Elektronnyy resurs]. – URL: <http://www.docload.ru/Basesdoc/1/1798/index.htm>.
2. Standart Natsional'nogo ob'yedineniya stroiteley. Organizatsiya stroitel'nogo proizvodstva. Podgotovka i proizvodstvo stroitel'nykh i montazhnykh rabot [Elektronnyy resurs]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200094418>.
3. Apparatno-programmnyy kompleks sbora, obrabotki, analiza i peredachi dannykh o protsesse stroitel'stva skvazhin «Geotek» [Elektronnyy resurs]. – URL: <http://geotek.ru/ktts.php?Page=fact3>.
4. Boldyrev, G.G. Geotekhnicheskii monitoring [Elektronnyy resurs] / G.G. Boldyrev, A.A. Zhivayev – Rezhim dostupa: <http://npp-geotek.com/d/942856/d/geotekhnicheskiiymonitoring.pdf>.
5. Shtuntsayger, I.Ye. Prakticheskiy opyt ustroystva stacionarnykh avtomatizirovannykh sistem monitoringa stroitel'nykh konstruksiy na olimpiyskikh ob'yektakh v gorode Sochi [Tekst] / I.Ye. Shtuntsayger, A.S. Denisova, A.I. Kugachev i dr. // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2015. – № 4. – С. 67–71.
6. FGKU «UVGCH v stroitel'stve» [Elektronnyy resurs]. – URL: <http://www.uvgsch.ru>.
7. Robotizirovannaya pozharnaya ustanovka [Elektronnyy resurs]. – URL: <http://fire-robot.ru>.
8. Konstantinov, I.S. K voprosu obespecheniya svyazi v protsesse preduprezhdeniya i likvidatsii chrezvychaynykh situatsiy na ob'yektakh stroitel'stva [Tekst] / I.S. Konstantinov, O.V. Pilipenko, K.A. Pol'shchikov, O.D. Ivashchuk // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. – 2016. – № 1. – С. 40–46.
9. Basagni, S. Mobile Ad Hoc Networking / S. Basagni, M. Conti, S. Giordano, I. Stojmenovic – IEEE Press, 2004. – 461 p.
10. Konstantinov, I.S. Imitatsionnaya model' peredachi informatsionnykh potokov v mobil'noy radio-seti spetsial'nogo naznacheniya [Tekst] / I.S. Konstantinov, K.A. Pol'shchikov, S.A. Lazarev // Nauchnyye vedomosti BelGU. – 2015. – № 13 (210). – Вып. 35(1). – С. 156–163.
11. Konstantinov, I.S. Matematicheskoye modelirovaniye peredachi informatsionnykh potokov v besprovodnoy samoorganizuyushcheyseya seti spetsial'nogo naznacheniya [Tekst] / I.S. Konstantinov, S.A. Lazarev, K.A. Pol'shchikov // Nauchnyye vedomosti BelGU. – 2015. – № 19 – Вып. 36(1). – С. 101–109.
12. Pol'shchikov, K.A. Problemnyye voprosy dostavki dannykh v mobil'noy radioseti spetsial'nogo naznacheniya [Tekst] / K.A. Pol'shchikov // Elektrosvyaz'. – 2015. – № 7. – С. 26–29.

13. Rvachova, N. Selecting the intersegment interval for TCP in Telecomms networks using fuzzy inference system / N. Rvachova, G. Sokol, K. Polschkyov, J. Davies // Proc. of the Sixth International Conference «2015 Internet Technologies and Applications (ITA)». – 2015. – P. 256–260.
14. Polschkyov, K. Methods and Technologies Analysis of The Real-Time Traffic Transmission Requests Servicing / K. Polschkyov, K. Kubrakova, O. Odaruschenko // World Applied Programming. – 2013. – Vol. 3, Issue 9, P. 446–450.
15. Polschkyov, K. The Methodology of Modeling Available for Data Traffic Bandwidth Telecommunications Network / K. Polschkyov, S. Olexij, N. Rvachova // Proc. of the X International Conference «Modern Problems of Radio Engineering, Telecommunications and Computer Science (TCSET'2010)». – 2010. – P. 158.
16. Polshchikov, K.O. Method of telecommunications channel throughput distribution based on linear programming and neuro fuzzy predicting / K.O. Polshchikov, Y.M. Zdorenko, M.O. Masesov // Elixir International Journal. Network Engineering. – 2014. – Vol. 75. – R. 27327–27334.
17. Tarasov, O.F. Neuro Fuzzy Predicting Mathematic Model of Computer Network Load / O.F. Tarasov, K.O. Polshchikov, N.V. Yeryomin // Proc. of the International Conference «Modern Problems of Radio Engineering, Telecommunications and Computer Science (TCSET'2014)». – 2014. – P. 406–408.
18. Polshchikov, K. Neuro-Fuzzy System for Prediction of Telecommunication Channel Load / K. Polshchikov, Y. Zdorenko, M. Masesov // Proc. of the Second International Scientific-Practical Conference «Problems of Infocommunications Science and Technology (PIC S&T)». – 2015. – P. 33–34.
19. Pol'shchikov, K.A. Ob upravlenii intensivnost'yu potokov dannykh v mobil'noy radioseti spetsial'nogo naznacheniya [Tekst] / K.A. Pol'shchikov // Nauchnyye vedomosti BelGU. – 2014. – № 21 (192). – Vyp. 32(1). – S. 196–201.
20. Pol'shchikov, K.A. Funktsional'naya model' upravleniya intensivnost'yu potokov dannykh v mobil'noy radioseti spetsial'nogo naznacheniya [Tekst] / K.A. Pol'shchikov // Nauchnyy vestnik DGMA. – 2012. – №1 (9E). – S. 127–135.
21. Pol'shchikov, K.A. Obobshchennyye modeli neyro-nechetkikh sistem upravleniya intensivnost'yu potokov dannykh v mobil'noy radioseti [Tekst] / K.A. Pol'shchikov // Science and Education a New Dimension. – 2013. – Vol. 8. – P. 133–137.
22. Konstantinov, I.S. Algorithm For Neuro-Fuzzy Control Of Data Sending Intensity In A Mobile Ad Hoc Network For Special Purpose / I.S. Konstantinov, K.O. Polshchikov, S.A. Lazarev // Journal Of Current Research In Science. – 2016. – Vol. 4, No. 1. – P. 105–108.
23. Pol'shchikov, K.A. Sistema prognozirovaniya zagruzki marshrutizatora na osnove nechetkovykh neyron-noy seti [Tekst] / K.A. Pol'shchikov // Vestnik komp'yuternykh i informatsionnykh tekhnologiy. – 2015. – № 9. – S. 55–60.
24. Polschkyov, K. Synthesis of neuro-fuzzy systems for active management of packet queues in telecommunication networks / K. Polschkyov, Y. Korotenko // Elixir International Journal. Network Engineering. – 2013. – Vol. 62. – P. 17501–17506.
25. Pol'shchikov, K.A. Otsenka veroyatnostno-vremennykh kharakteristik dostavki dannykh v besprovodnoy samoorganizuyushchey seti [Tekst] / K.A. Pol'shchikov // Nauchnyye vedomosti BelGU. – 2015. – № 7 (204). – Vyp. 34(1). – S. 183–187.

I. Konstantinov

Belgorod State National Research University, Belgorod
Doctor of technical science, professor, vice-rector
Email: konstantinov@bsu.edu.ru

K. Polshchikov

Belgorod State National Research University, Belgorod
Candidate of technical science, docent, associate professor of Information Systems Department
Email: polshchikov@bsu.edu.ru

O. Ivaschuk

Belgorod State National Research University, Belgorod
Doctor of technical science, docent, professor of Information Systems Department
Email: ivaschuk@bsu.edu.ru

ЩЕПОЧКИНА Ю.А.

К ВОПРОСУ ОБ ЭФФЕКТИВНОСТИ ИЗОЛЯЦИИ ИЗ ПЛИТ МИНЕРАЛЬНОЙ ВАТЫ

Рассмотрены широко используемые в современном строительстве теплоизоляционные материалы. Целесообразно не только ориентироваться на теплопроводность теплоизоляционных материалов, но и учитывать кинетику процесса их размораживания. Приведена кинетика размораживания изоляции из плит минеральной ваты, ячеистого бетона и фибролита. Для расчетов кинетики размораживания промерзшей изоляции использована компьютерная программа, функционирующая в среде Windows 9x/NT. С учетом полученных результатов на размораживание, предпочтительны к применению плиты из минеральной ваты.

Ключевые слова: минеральная вата, ячеистый бетон, фибролит, размораживание.

С целью энергосбережения в последнее столетие в мировой практике весьма успешно используются разнообразные теплоизоляционные материалы [1-2], причем одни материалы постепенно заменялись другими – более эффективными. Например, применяемые в начале XX века камышит и соломит постепенно вытеснили более прогрессивные теплоизоляционные материалы и изделия, такие как ячеистые бетоны, фибролит, полистиролбетон, пенопласты и другое [3-6].



Рисунок 1 – Фрагмент здания, утепляемого плитами из минеральной ваты

Наиболее широкое применение в современном строительстве получили плиты из минеральной ваты (рис.1), отличающиеся невысокой себестоимостью, удобством транспортировки и монтажа. На протяжении десятилетий они широко применяются для тепловой изоляции разнообразных строительных конструкций [7-8]. Минеральная вата и изделия из неё по объему производства занимают первое место среди всех теплоизоляционных материалов.

Как известно, минеральная вата представляет собой рыхлый материал, состоящий из тонких волокон стекловидной структуры. Высокие теплоизоляционные свойства минеральной ваты обусловлены наличием большого количества воздушных пор: пористость достигает

95-96 %. Объем и размер пор зависят от степени уплотнения и диаметра волокон, который колеблется от 5 до 15 мкм. С увеличением диаметра волокна увеличивается теплопроводность, поэтому предпочтителен диаметр волокна – не более 8 мкм. В качестве синтетических связующих в производстве изделий из минеральной ваты часто применяются фенолоформальдегидная и карбамидная смолы, поливинилацетатная дисперсия.

Теплопроводность плит из минеральной ваты в среднем составляет 0,032 Вт/(мК) [8]. Вместе с тем, целесообразно было бы не только ориентироваться на теплопроводность теплоизоляционных материалов, но и рассматривать кинетику процесса их размораживания.

Сравним процессы размораживания плит из минеральной ваты и другой широко применяемой изоляции, в частности, плит из ячеистого бетона (пенобетона, газобетона) [4] и плит из фибролита [3]. Отметим, что ячеистые бетоны широко используют для утепления наружных ограждений в виде сборных плит, фибролит применяют в строительстве в качестве теплоизоляционного слоя в стеновых панелях различных конструкций, для утепления чердачных перекрытий, совмещенных кровель, карнизных панелей, вентиляционных каналов.

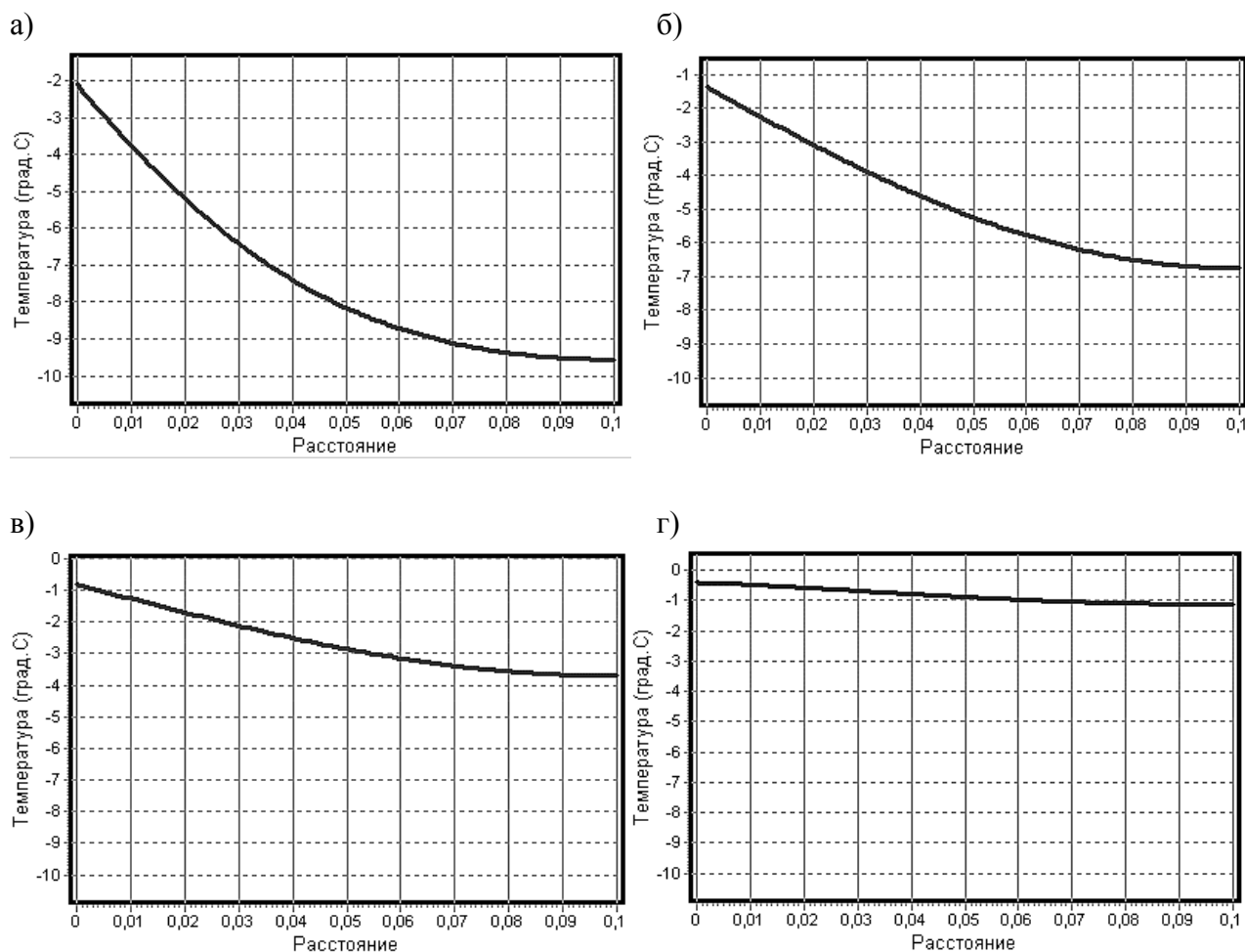


Рисунок 2 – Распределение температур по толщине плиты из минеральной ваты: а – за 1 ч; б – за 3 ч; в – за 6 ч; г - за 12 ч. Плотность материала 125 кг/м³, теплопроводность 0,042 Вт/(м·К)

Для расчета кинетики размораживания (до 0 °С) промерзшей (до -10 °С) изоляции нами использована программа [9], функционирующая в среде Windows 9x/NT. Для удобства расчетов и сравнения полученных результатов толщина изоляции условно принята равной стандартной толщине плиты минеральной ваты 0,1 м. Результаты расчетов приведены на рис. 2-4.

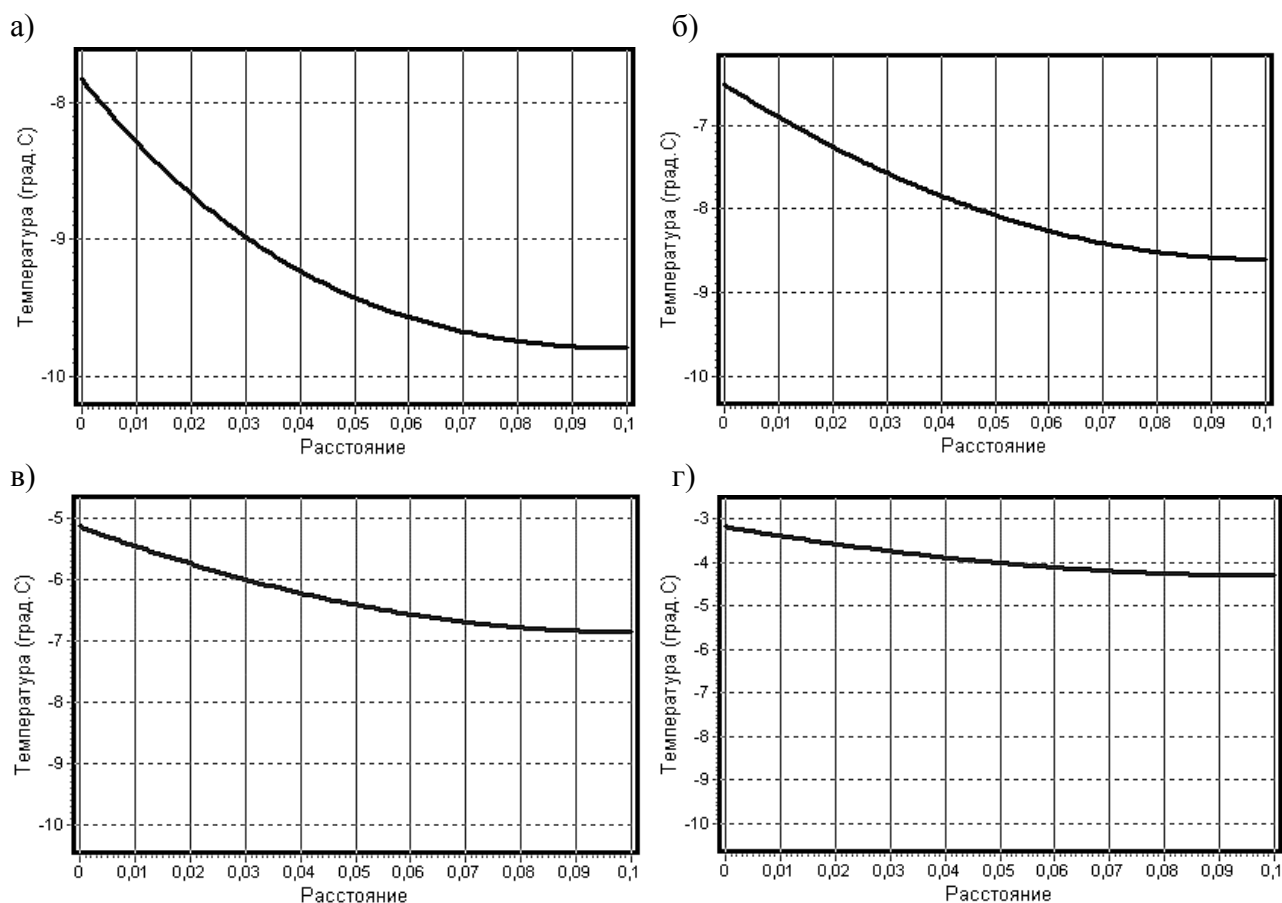


Рисунок 3 – Распределение температур по толщине плиты из ячеистого бетона: а – за 1 ч; б – за 3 ч; в – за 6 ч; г – за 12 ч. Плотность материала 1000 кг/м³, теплопроводность 0,35 Вт/(м·К)

При размораживании любого твердого тела в его толще создаются температурные поля, которые есть ни что иное, как совокупность мгновенных значений температуры во всех точках изделия. Анализ вышеприведенных графиков (рис. 2а, 3а, 4а) показывает, что в начальный период размораживание плиты из минеральной ваты идет быстрее, чем плиты из фибролита и ячеистого бетона, через 1 час температура на их поверхности, соответственно, $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$, $-7,8\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $-4,6\text{ }^{\circ}\text{C}$. Через 3 часа эта тенденция сохраняется (рис. 2б, 3б, 4б). Через 6 часов температура на поверхности плиты из минеральной ваты и фибролита существенно повышается (рис. 2в и 4в), ячеистый бетон размораживается значительно медленнее (рис. 3в). За последующие 6 часов (общее время размораживания 12 ч) изменения температурных полей не такие значительные как в начальный период. Постепенно они выравниваются по толщине плит из минеральной ваты и фибролита, приближаясь к $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, причем плита из фибролита размораживается на этом этапе быстрее, чем плита из минеральной ваты. Плита из ячеистого бетона остается не полностью размороженной за этот период. То есть, в начальный период размораживание всех материалов происходит достаточно интенсивно, затем этот процесс постепенно замедляется. Скорости выравнивания температурных полей по толщине изделия (плиты) в большей степени зависят от теплопроводности материала, чем от его плотности. В частности, на заключительном этапе плита более плотного фибролита размораживается немногим быстрее плиты из минеральной ваты, но это не наблюдается в отношении ячеистого бетона (рис. 2 г, 3 г, 4 г). Процесс размораживания теплоизоляционных материалов безусловно отразится на температуре внутри помещения.

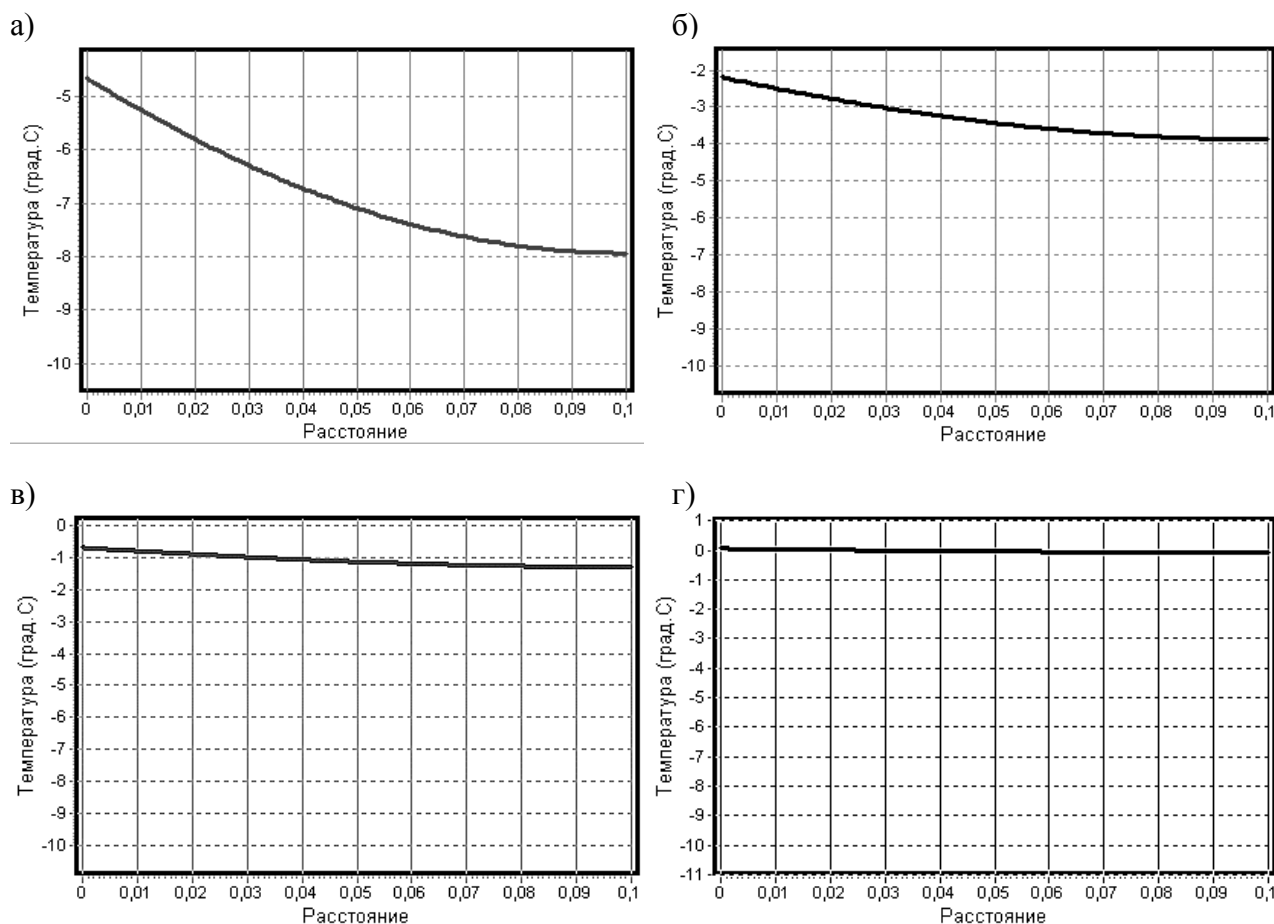


Рисунок 4 – Распределение температур по толщине плиты из фибролита: а – за 1 ч; б – за 3 ч; в – за 6 ч; г – за 12 ч. Плотность материала 600 кг/м^3 , теплопроводность $0,17 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$

Таким образом, с учетом полученных результатов на размораживание, предпочтительны к применению плиты из минеральной ваты.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Cieślęwicz, P. Ekonomiczne aspekty stosowania nowoczesnych termoizolacji [Text] / P. Cieślęwicz // Izolacje. – 2013. – Nr 1. – S. 60.
2. Steidl, T. Docieplanie przegród zewnętrznych od wewnątrz – materiały, technologie i projektowanie [Text] / T. Steidl, B. Orlik-Koźdoń // Izolacje. – 2013. – Nr 4. – S. 43-45.
3. Podwysocka, Z. Jaka podbitka. Siedem materiałów do wyboru [Text] / Z. Podwysocka // Murator. 2014. – Nr 6. – S. 134-142.
4. Beton komórkowy – prawdy i mity [Text] // Murator. 2014. – Nr 10. – S. 102-110.
5. Trwałość budynków i budowli [Text] / Pod.red. T. Błaszczynskiego.- Wrocław: Dolnośląskie wydawnictwo edukacyjne, 2012. – 336 s.
6. Tartakowski, Z. Materiały izolacyjne z recyklatów XPVC [Text] / Z. Tartakowski, A. Jarlaczyńska. // Przetwórstwo tworzyw. – Nr 3. – 2013. – S. 262-265.
7. Ocieplanie poddasza wełną mineralną rockwool [Text] // Izolacje – 2013. – Nr 5. – S. 76-77.
8. Wełna climowool w ochronie cieplnej budynku [Text] // Izolacje. – 2013. – Nr 6. – S. 26-27.
9. Федосов, С.В. Программа расчета температурных полей в образце бетона, покрытом смесью для глазурирования («Глазурь») [Текст] / С.В. Федосов, С.А. Игнатъев, М.В. Акулова, Ю.А. Щепочкина. – № ОФАП 1910, № гос. регистрации 50200200168. – 2002.

Юлия Алексеевна Щепочкина

Ивановский государственный политехнический университет, г. Иваново
 Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительное материаловедение,
 специальные технологии и технологические комплексы»
 E-mail: julia2004ivanovo@yandex.ru.

Ju. SHCHEPOCHKINA

TO THE QUESTION ABOUT THE EFFECTIVENESS OF MINERAL WOOL INSULATION SLABS

Considered widely used in modern construction, insulation materials. Need not only focus on the thermal conductivity of thermal insulation materials, but also considering the kinetics of the process of defrosting. The kinetics of defrosting insulation slabs of mineral wool, cellular concrete and fiberboard. For calculations of the kinetics of thawing frozen isolation used a computer program that operates in Windows 9x/NT. Taking into account the obtained results on defrosting, preferred to use plates from mineral cotton wool.

Keywords: mineral wool, cellular concrete, fiberboard, defrost.

BIBLIOGRAPHY

1. Cieślewicz, P. Ekonomiczne aspekty stosowania nowoczesnych termoizolacji [Text] / P. Cieślewicz // Izolacje. – 2013. – Nr 1. – S. 60.
2. Steidl, T. Docieplanie przegród zewnętrznych od wewnątrz – materiały, technologie i projektowanie [Text] / T. Steidl, B. Orlik-Koźdoń // Izolacje. – 2013. – Nr 4. – S. 43-45.
3. Podwysocka, Z. Jaka podbitka. Siedem materiałów do wyboru [Text] / Z. Podwysocka // Murator. 2014. – Nr 6. – S. 134-142.
4. Beton komórkowy – prawdy i mity [Text] // Murator. 2014. – Nr 10. – S. 102-110.
5. Trwałość budynków i budowli [Text] / Pod.red. T. Błaszczyskiego.- Wrocław: Dolnośląskie wydawnictwo edukacyjne, 2012. – 336 s.
6. Tartakowski, Z. Materiały izolacyjne z recyklatów XPVC [Text] / Z. Tartakowski, A. Jarlaczyńska. // Przetwórstwo tworzyw. – Nr 3. – 2013. – S. 262-265.
7. Ocieplanie poddasza wełną mineralną rockwool [Text] // Izolacje – 2013. – Nr 5. – S. 76-77.
8. Wełna climowool w ochronie cieplnej budynku [Text] // Izolacje. – 2013. – Nr 6. – S. 26-27.
9. Fedosov, S.V. Programma rascheta temperaturnykh poley v obraztse betona, pokrytom smes'yu dlya glazurovaniya («Glazur'») [Tekst] / S.V. Fedosov, S.A. Ignat'yev, M.V. Akulova, YU.A. Shchepochkina. – № OFAP 1910, № gos. registratsii 50200200168. – 2002.

Ju. Shchepochkina

Ivanovo State Politechnical University, Ivanovo

Doctor of technical science, professor of the department “Building materials, special technologies and technological complexes”

E-mail: julia2004ivanovo@yandex.ru

ОТЗЫВ НА КНИГУ «РОБОТИЗАЦИЯ И АВТОМАТИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПРОЦЕССОВ»

Емельянов С.Г., Булгаков А.Г., Червяков Л.М., Асмолов А.С., Бычкова Н.А., Бузало Н.С. Роботизация и автоматизация строительных процессов: монография. Курск : Изд-во ЮЗГУ, 2014. 322 с.

В издательстве Юго-Западного государственного университета опубликована монография «Роботизация и автоматизация строительных процессов». В монографии рассмотрены технологические особенности строительных операций, изложены принципы построения и структурной организации строительных роботов и мехатронных комплексов. В ней описаны также математические модели различных видов строительномонтажных, отделочных и бетоноукладочных роботов, а также мехатронных комплексов для монолитного строительства. На основе исследований авторов изложены вопросы планирования траектории движений, а также методы управления строительномонтажными, отделочными, бетоноукладочными роботами и робототехническими комплексами, в их числе и многомерными мехатронными скользящими комплексами. Известно, что механический перенос достижений промышленной робототехники в строительство в большинстве случаев

невозможен. Необходимо заново решать задачи структурной организации роботов и искать оптимальные алгоритмы для решения таких задач. И в этом смысле вышедшая в свет монография представляет интерес и, несомненно, будет способствовать роботизации и автоматизации строительномонтажных работ в отечественном строительстве, уровень автоматизации и роботизации которого остается пока еще низким.

В книге даны практические рекомендации по роботизации и автоматизации строительномонтажных, отделочных, бетоноукладочных работ и ряд предложений о практической реализации мехатронных скользящих комплексов. Эти рекомендации могут вызвать заинтересованный отклик специалистов различных организаций, занимающихся этими вопросами. Книга может стать полезной преподавателям и студентам ВУЗов, занимающихся подготовкой специалистов по направлению «Строительство».

Академик РААСН, д.т.н., профессор Колчунов В.И.



Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах **формата А4** и содержит от **4 до 9 страниц**; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья должна быть набрана 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 вверху – 2 см.
- 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.
- **Плата с аспирантов за публикацию рукописей не взимается.**
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** описывает цели и задачи проведенного исследования, а также возможности его практического применения, указывает, что нового несет в себе материал; рекомендуемый средний объем – 500 печатных знаков;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте www.gu-unpk.ru

Учредитель журнала
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Государственный университет –
учебно-научно-производственный комплекс»
(ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»)

Адрес учредителя журнала
302020, г. Орел, ул. Наугорское шоссе, 29

Контактные данные учредителя
+7 (4862) 42-00-24
www.gu-unpk.ru
E-mail: unpk@ostu.ru

Адрес редакции
302006, г. Орел, ул. Московская, 77.

Контактные данные редакции
+7 (4862) 73-43-49
www.gu-unpk.ru/science/journal/sir
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Материалы статей печатаются в авторской редакции

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор С.Ю. Савин
Компьютерная верстка С.Ю. Савин

Подписано в печать 15.07.2016 г.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 7,5.
Тираж 400 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.