

Главный редактор:

Колчунов В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Заместители главного редактора:

Гордон В.А., советник РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Коробко В.И., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Савин С.Ю., канд. техн. наук, доц. (Россия)

Скобелева Е.А., канд. техн. наук, доц. (Россия)

Редколлегия:

Акимов П.А., акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Бакаева Н.В., советник РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Бок Т., д-р техн. наук, проф. (Германия)

Булгаков А.Г., д-р техн. наук, проф. (Германия)

Данилевич Д.В., канд. техн. наук, доц. (Россия)

Емельянов С.Г., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)

Карпенко Н.И., акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Колесникова Т.Н., д-р арх., проф. (Россия)

Колчунов В.И., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Коробко А.В., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Король Е.А., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Кривошапко С.Н., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Лефай З., д-р техн. наук, проф. (Франция)

Мелькумов В.Н., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Орлович Р.Б., д-р техн. наук, проф. (Польша)

Птичникова Г.А., д-р арх., проф. (Россия)

Реболж Д., д-р техн. наук, проф. (Словения)

Римшин В.И., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Сергейчук О.В., д-р техн. наук, проф. (Украина)

Серпик И.Н., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Тамразян А.Г., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Травуш В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Трешев А.А., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Тур В.В., д-р техн. наук, проф. (Белоруссия)

Турков А.В., д-р техн. наук, проф. (Россия)

Федоров В.С., акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Федорова Н.В., советник РААСН, д-р техн. наук, проф. (Россия)

Чернышов Е.М., акад. РААСН, д-р техн. наук,
проф. (Россия)

Шах Р., д-р техн. наук, проф. (Германия)

Яковенко И.А., д-р техн. наук, проф. (Украина)

Исполнительный редактор:

Юрова О.В., (Россия)

Адрес редакции:

302006, Россия, г. Орел, ул. Московская, 77

Тел.: +79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе

по надзору в сфере связи, информационных

технологий и массовых коммуникаций.

Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169

от 16 сентября 2016 г.

Подписной индекс **86294**

по объединенному каталогу «Пресса России»

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2020

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

Курнавина С.О., Антонов М.Д. Поле направлений трещин в железобетонных изгибаемых элементах, усиленных композитными материалами	3
Курсанов М.Н., Тиньков Д.В. Анализ частот колебаний груза в зависимости от его положения в узлах плоской фермы	14
Курбацкий Е.Н., Пестрякова Е.А., Харитонов С.С. Соотношения между амплитудными спектрами Фурье и спектрами максимальных реакций (спектрами ответов) на землетрясения	20
Радайкин О.В. Прочность железобетонных элементов прямоугольного профиля при косом внецентренном сжатии с применением нелинейной деформационной модели	31
Черник В.И., Самарина С.Э. Численная модель сжатого бетонного элемента, усиленного углекомпозитной облойкой	40
Шапиро Г.И. Некоторые вопросы расчета при сопряжении сборных конструкций	54

Безопасность зданий и сооружений

Бедов А.И., Габитов А.И., Салов А.С., Ганеева Э.И., Парфенова А.А. Развитие и особенности диагностики строительных конструкций с применением тепловизионной съемки	59
Савин С.Ю., Колчунов В.И., Ковалев В.В. Критериальная оценка несущей способности сжато-изогнутых элементов реконструируемого железобетонного каркаса при аварийной расчетной ситуации	71
Уткин В.С., Соловьев С.А., Ярыгина О.В. Расчет несущих элементов конструкций по заданному значению надежности при неполной статистической информации	81
Федорова Н.В., Фан Динь Гуок, Нгуен Тхи Чанг Экспериментальные исследования живучести железобетонных рам с ригелями, усиленными косвенным армированием	92

Архитектура и градостроительство

Бакаева Н.В., Черняева И.В. К задачам нормирования комфортности и безопасности среды жизнедеятельности города	101
Рецензия на учебник «Строительные конструкции»	113

Scientific and technical journal
The journal is published since 2003.
The journal is published 6 times a year.

№ 1 (87) 2020

BUILDING AND RECONSTRUCTION

The founder – Federal State Budgetary Educational Institution
of Higher Education
«Orel State University named after I.S. Turgenev»
(Orel State University)

Editor-in-Chief

Kolchunov V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Editor-in-Chief Assistants:

Gordon V.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Korobko V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Savin S.Yu., candidate sc. tech., docent (Russia)

Skobeleva E.A., candidate sc. tech., docent (Russia)

Editorial Board

Akimov P.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Bakaeva N.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Bock T., doc. sc. tech., prof. (Germany)

Bulgakov A.G., doc. sc. tech., prof. (Germany)

Danilevich D.V., candidate sc. tech., docent (Russia)

Emelyanov S.G., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Karpenko N.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Kolesnikova T.N., doc. arc., prof. (Russia)

Kolchunov V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Korobko A.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Korol E.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Krivoshapko S.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Lafhaj Z., doc. sc. tech., prof. (France)

Melkumov V.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Orlovic R.B., doc. sc. tech., prof. (Poland)

Ptichnikova G.A., doc. arc., prof. (Russia)

Rebolj D., doc. sc. tech., prof. (Slovenia)

Rimshin V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Sergeyчук O.V., doc. sc. tech., prof. (Ukraine)

Serpik I.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Tamrazyan A.G., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Travush V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Treschev A.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Tur V.V., doc. sc. tech., prof. (Belorussia)

Turkov A.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Fedorov V.S., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Fedorova N.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Chernyshov E.M., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Schach R., doc. sc. tech., prof. (Germany)

Iakovenko I.A., doc. sc. tech., prof. (Ukraine)

Managing Editor:

Yurova O.V. (Russia)

The edition address:

302006, Orel, Moskovskaya Street, 77

+7 (4862) 73-43-49

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for monitoring communications, information technology and mass communications

The certificate of registration:

ПН №ФЦ 77-67169 from 16.09.2016 г.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii»
86294

© Orel State University, 2020

Contents

Theory of engineering structures.

Building units

Kurnavina S.O., Antonov M.D. The field of cracks directions in reinforced concrete bending elements strengthened by the external composite reinforcement	3
Kirsanov M.N., Tinkov D.V. Analysis of the frequencies of load oscillations, depending on its position in the nodes of planar truss	14
Kurbatskiy E.N., Pestryakova E.A., Kharitonov S.S. Relations between amplitude Fourier spectra and spectra of maximum reactions (response spectra) to earthquakes	20
Radaykin O.V. Strength of reinforced concrete elements of a rectangular profile under oblique out-of-center compression using a nonlinear deformation model	31
Chernik V.I., Samarina S.E. Numerical model of a compressed concrete element strengthened by FRP jackets	40
Shapiro G.I. Some issues of calculation in the connection of the prefabricated structures	54

Building and structure safety

Bedov A.I., Gabitov A.I., Salov A.S., Ganeeva E.I., Parfyonova A.A. Development and peculiarities in diagnostics of engineering structures with application of thermo-vision inspection	59
Savin S.Yu., Kolchunov V.I., Kovalev V.V. Criteria for evaluating the bearing capacity of compressed-bent elements of a reconstructible reinforced concrete frame at accidental impact	71
Utkin V.S., Solov'yev S.A., Yarigina O.V. Structural elements design on reliability level in case limited statistical data	81
Fedorova N.V., Fan Dinh Guok, Nguyen Thi Chang Experimental life studies of reinforced concrete frames with girders reinforced by indirect reinforcement	92

Architecture and town-planning

Bakaeva N.V., Chernyaeva I.V. The problem of norming in the field of comfort and safety environment of the city	101
Review of the textbook "Building constructions"	113

The journal *Building and Reconstruction* (Stroitel'stvo i rekonstruktsiya) have being included by Higher Attestation Commission in the List of peer-reviewed scientific journals, in which the main scientific results of dissertations for the degree of candidate and doctor of science should be published, for the group of scientific specialties 05.23.00 - Construction and architecture: 05.23.01 - Building constructions, buildings and structures (technical sciences), 05.23.02 - Soils and foundations, underground structures (technical sciences), 05.23.03 - Heat supply, ventilation, air conditioning, gas supply and lighting (technical sciences), 05.23.05 - Building products and construction materials (technical sciences), 05.23.08 - Construction technology and organization (technical sciences), 05.23.17 - Structural mechanics (technical sciences), 05.23.19 - Environmental safety in construction and urban economy, 05.23.21 - Architecture of buildings and structures. Creative concepts of architectural activity (architecture), 05.23.22 - Urban planning, planning of rural settlements (architecture). The journal is indexed in RSCI, RSCI on the Web of Science.

С.О. КУРНАВИНА¹, М.Д. АНТОНОВ¹

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

ПОЛЕ НАПРАВЛЕНИЙ ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ, УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИТНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

Аннотация. В расчете железобетонных изгибаемых элементов по наклонным сечениям существенную роль играет расчетная проекция наклонного сечения. Задача определения угла наклона трещины остается актуальной и в элементах, усиленных композитными материалами. Предложен метод определения угла наклона трещины в любой точке по пролету изгибаемого элемента с усилением. Расчетному углу наклона трещины соответствует минимум внешней нагрузки, вызывающей ее раскрытие и определяемой из уравнения энергетического баланса. На основе данного метода проведены расчеты поля направлений трещин в элементах, усиленных композитными материалами, и проведен анализ полученных зависимостей угла наклона трещин от соотношения обычной и композитной арматуры и коэффициента гипотезы билинейных сечений.

Ключевые слова: поле направлений трещин, усиление композитными материалами.

S.O. KURNAVINA¹, M.D. ANTONOV¹

¹Moscow Civil Engineering University: Moscow, Russia

THE FIELD OF CRACKS DIRECTIONS IN REINFORCED CONCRETE BENDING ELEMENTS STRENGTHENED BY THE EXTERNAL COMPOSITE REINFORCEMENT

Abstract. The design projection of the inclined section is an important factor in the estimation of strength of reinforced concrete structures by inclined sections. The problem of determination of the crack inclination angle is also essential for the elements strengthened by the external composite reinforcement. The method of the inclination angle determination in any point along the span of strengthened bending element is proposed. The design inclination angle of a crack corresponds to the minimum of external load causing its opening, which is obtained from the energy balance equation. The calculations of bending elements strengthened by composite materials have been carried out. The obtained dependence of cracks inclination angles on the conventional to composite reinforcement ratio and on the coefficient of the bilinear section hypothesis.

Keywords: the field of cracks directions, strengthening by external composite reinforcement.

Введение

В строительной практике часто возникают ситуации, когда необходимо проводить усиление существующих конструкций еще до возникновения значительных повреждений, в частности образования нормальных и наклонных трещин. Это может быть связано с изменением проектных нагрузок, с ошибками при проектировании или с особыми условиями эксплуатации. В настоящее время одним из наиболее перспективных способов усиления является использование различных композитных материалов. Работе железобетонных элементов, усиленных композитными материалами, в том числе по наклонным сечениям, посвящено немало исследований: как отечественных, так и зарубежных ученых. [3-18]

Известно, что несущая способность элемента на действие поперечной силы в существенной мере зависит от горизонтальной проекции наклонной трещины. Углы наклона трещин переменны по пролету изгибаемого элемента. В действующих в настоящее время в России нормативных документах величина проекции опасного наклонного сечения определяется из условия наименьшей несущей способности сечения по поперечной силе [1, 2]. При этом расчет на действие поперечной силы и изгибающего момента по наклонному сечению проводится независимо. Предполагается, что поперечная сила воспринимается поперечной арматурой и бетоном сжатой зоны, а предельные усилия в бетоне определяются на основе эмпирических зависимостей.

В.И. Жарницким предложен подход, позволяющий теоретически рассчитать угол наклона трещины к вертикали в любой точке изгибаемого элемента для заданной схемы приложения внешней нагрузки, т.е. определить поле направлений трещин. Этот метод основан на законе сохранения энергии и может быть распространен на элементы, усиленные композитными материалами [3-5].

Метод

Предполагается, что трещина может распространяться из любой точки по пролету балки. Расчетному направлению трещины соответствует минимум внешней нагрузки, вызывающей ее раскрытие. Величина нагрузки выражается из уравнения сохранения энергии и варьируется по углу наклона трещины к горизонтали α . Траектория наклонной трещины в любой точке аппроксимируется прямой линией.

Принята параболическая диаграмма « σ - ε » бетона как, при сжатии, так и при растяжении. При этом разрушение растянутого бетона в случае одноосного напряженного состояния происходит при напряжении R_{bt} и деформации ε_{ubt} .

Предполагается, что процесс формирования траектории трещины завершается до возникновения значительных пластических деформаций в сжатой зоне бетона, продольной и поперечной арматуре, а также задолго до достижения композиционными материалами предельных деформаций. В дальнейшем раскрытие трещины идет уже в известном направлении. Это позволяет не учитывать при определении расчетного угла наклона трещины пластическую работу материалов и нарушение сцепления между бетоном и композитом.

Процесс формирования траектории трещины завершается до достижения предельного сопротивления сжатой зоны бетона срезу, следовательно, высота сжатой зоны h_b не варьируется по углу α .

Рассмотрим элемент таврового сечения с полками сверху (например, балку монолитного перекрытия), с продольной и поперечной арматурой, усиленный композитными материалами в продольном направлении и вертикальными полосами композитных материалов в поперечном направлении (рисунок 1). При действии нагрузки возможно образование трещин, как в верхней, так и в нижней зоне. В данной статье рассматривается случай образования трещин в пролете. Предположим, что нейтральная ось проходит в полке, что известна высота сжатой зоны бетона над трещиной, и она не зависит от угла наклона трещины α .

Предполагаем, что погонное усилие в хомутах и в поперечных полосах композитного материала распределено по длине проекции наклонной трещины по треугольному закону. Это допущение не является обязательным, однако, позволяет получить решение в более общем виде, не связывая его с шагом хомутов или полос усиления. Считаем, что композитный материал работает только на растяжение, причем деформирование композитного материала и усиливаемой конструкции происходит совместно вплоть до достижения предельной деформации.

Силы зацепления в наклонном элементе над трещиной не учитываются, но сдвиговые деформации вдоль берегов наклонной трещины приводят к развороту продольных стержней на угол β_a и возникновению в них нагельного эффекта.

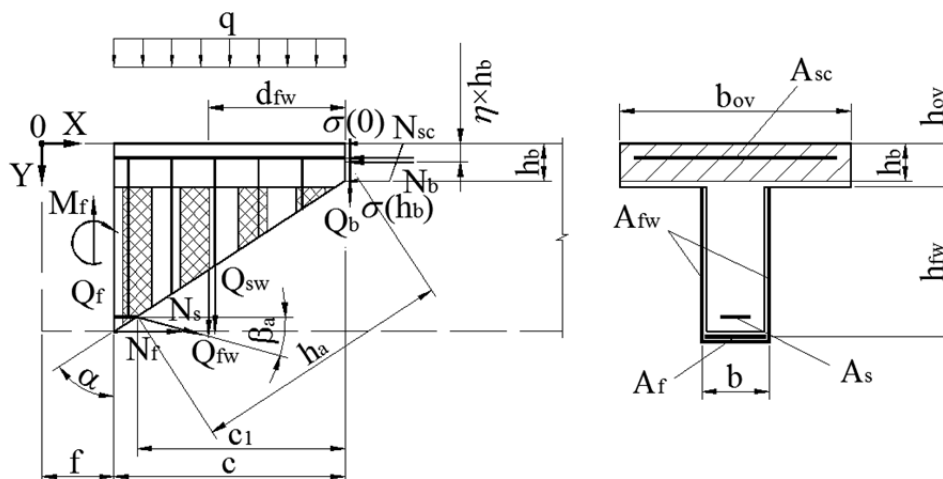


Рисунок 1 - Усилия в трапецидальном элементе над наклонной трещиной, усиленном композитными материалами

Для получения деформаций в наклонном сечении используется гипотеза билинейных сечений [3]. Для наклонного сечения деформации в каждом волокне можно определить по формуле:

$$\begin{cases} \varepsilon_x(y) = \varepsilon_x(h_b) + A \cdot (y - h_b) \cdot \chi, & (0 \leq y \leq h_b) \\ \varepsilon_x(y) = (y - h_b) \cdot \chi, & (h_b < y \leq h) \end{cases} \quad (1)$$

где A – эмпирический коэффициент, χ – кривизна. При $A = 1$ гипотеза билинейных сечений переходит в известную гипотезу плоских сечений.

В случае ломаного сечения в точке его излома $y = h_b$ имеет место скачок напряжений и, соответственно, деформаций по оси X на величину $\varepsilon_x(h_b)$ (рисунок 2).

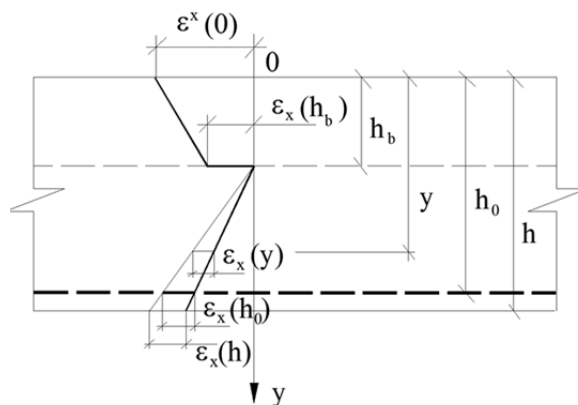


Рисунок 2 - Гипотеза билинейных сечений

Теоретический угол наклона трещины к вертикали α можно определить из уравнения энергетического баланса, выразив усилия в трапецидальном элементе из уравнений равновесия с учетом напряженно-деформированного состояния бетона над наклонной трещиной [3]. Уравнение сохранения энергии с учетом деформирования элементов усиления будет иметь вид:

$$W_s + W_f + W_{sc} + W_{sw} + W_{fw} + W_{sh} + W_{bt} + W_{bc} = A_q, \quad (2)$$

где W_s, W_{sc} – потенциальная энергия деформирования растянутой и сжатой продольной арматуры;

W_f - энергия деформирования композитного материала, играющего роль продольного элемента усиления;

W_{sw} - энергия деформирования поперечной арматуры;

W_{fw} - энергия деформирования поперечных полос усиления;

W_{bc} - потенциальная энергия деформирования сжатого бетона над трещиной;

$W_{b\pi b}$ - энергия разрушения растянутого бетона;

W_{sh} - энергия деформирования сжатой зоны бетона при сдвиге;

A_q - работа внешней нагрузки.

Энергия деформирования продольной растянутой арматуры:

$$W_s = \frac{1}{2} \cdot N_s \cdot \varepsilon_s = \frac{1}{2} E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_s^2, \quad (3)$$

где E_s , A_s , ε_s - соответственно модуль упругости, площадь и продольная деформация растянутой арматуры.

Энергия деформирования продольных полос композита:

$$W_f = \frac{1}{2} \cdot E_f \cdot A_f \cdot \varepsilon_f^2 = \frac{1}{2} \cdot E_f \cdot A_f \cdot \left(\frac{h - h_b}{h_0 - h_b} \right)^2 \cdot \varepsilon_s^2 \quad (4)$$

Обозначим

$$k_\varepsilon = \frac{\varepsilon_x(h_b)}{\varepsilon_x(0)} \quad (5)$$

Тогда энергия деформирования сжатой арматуры:

$$W_{sc} = \frac{1}{2} E_{sc} \cdot A_{sc} \cdot \varepsilon_{sc}^2 = \frac{1}{2} E_{sc} \cdot A_{sc} \cdot A^2 \cdot \left(\frac{k_\varepsilon}{(1 - k_\varepsilon)} + A \cdot \left(1 - \frac{a}{h_b} \right) \right)^2 \cdot \left(\frac{h_b}{h_0 - h_b} \right)^2 \cdot \varepsilon_s^2, \quad (6)$$

где E_{sc} , A_{sc} , ε_{sc} - соответственно модуль упругости, площадь и продольная деформация сжатой арматуры,

a - расстояние от сжатой грани до центра тяжести сжатой арматуры,

h_0 - рабочая высота сечения.

Энергия деформирования поперечной арматуры

$$W_{sw} = \frac{1}{2} \cdot \int_0^{c_1} f_{sw} \cdot \sigma_{sw}(x) \cdot \varepsilon_{sw}(x) \cdot dx = \frac{1}{6} E_{sw} \cdot f_{sw} \cdot (h_0 - h_b) \cdot \operatorname{tg}^3 \alpha \cdot \varepsilon_s^2, \quad (7)$$

где $\sigma_{sw}(x)$, $\varepsilon_{sw}(x)$ - напряжения и деформации в поперечной арматуре;

E_{sw} , f_{sw} - соответственно модуль упругости и погонная площадь поперечной арматуры.

Энергия деформирования поперечных полос композита с учетом геометрической гипотезы:

$$\begin{aligned} W_{fw} &= \frac{1}{2} \cdot \int_{(h-h_w) \cdot \operatorname{tg} \alpha}^{h \cdot \operatorname{tg} \alpha} f_{fw} \cdot \sigma_{fw}(x) \cdot \varepsilon_{fw}(x) \cdot dx = \frac{1}{6} E_{fw} \cdot f_{sw} \cdot \varepsilon_{fw}^2 = \\ &= \frac{1}{2} \cdot f_{fw} \cdot E_{fw} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot \left(\frac{h - h_b}{h_0 - h_b} \right)^2 \cdot \left[h_{fw} \cdot \operatorname{tg} \alpha - \frac{h_{fw}^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha}{(h - h_b)} + \frac{h_{fw}^3 \cdot \operatorname{tg}^3 \alpha}{3 \cdot (h - h_b)^2} \right] \cdot \varepsilon_s^2, \end{aligned} \quad (8)$$

Энергия деформирования бетона по высоте h_b при сжатии:

$$W_{bc} = \frac{1}{2} \int_0^h \sigma_x(y) \cdot \varepsilon(y) dy = \frac{1}{2} b_{ov} \cdot h_b \cdot E_b \cdot (k_\varepsilon + \frac{(1-k_\varepsilon)^2}{3}) \cdot A^2 \cdot \left(\frac{h_b}{h_0 - h_b} \right)^2 \cdot \varepsilon_s^2, \quad (9)$$

где $\sigma_x(y)$ и $\varepsilon_x(y)$ – напряжения и деформации бетона сжатой зоны.

Энергия сдвига сжатой зоны бетона:

$$W_{sh} = \frac{1}{2} \cdot Q_b \cdot \phi_{sh} = \frac{1}{2} \frac{Q_b^2}{b \cdot h_b \cdot G_b}, \quad (10)$$

где ϕ_{sh} – угол сдвига;

G_b – модуль сдвига бетона;

Q_b – перерезывающая сила в сжатой зоне, которая определяется из уравнения равновесия вертикальных сил.

Энергия разрушения растянутого бетона

$$W_{bt} = \frac{2}{3} \cdot R_{bt} \cdot \varepsilon_{ubt} \cdot b \cdot l_{crc} = \frac{2}{3} \cdot R_{bt} \cdot \varepsilon_{ubt} \frac{b \cdot (h - h_b)}{\cos \alpha}, \quad (11)$$

где l_{crc} – длина наклонной трещины.

Аппроксимируем диаграмму «момент-кривизна» в наклонном сечении прямолинейной зависимостью. Обозначим:

$$m_m = \frac{M_H}{M_K} \quad (0 \leq m_m \leq 1) \quad (12)$$

где M_H – момент, соответствующий началу раскрытия трещины;

M_K – момент в конце процесса формирования траектории трещины.

Момент от внешней нагрузки M_f в точке с координатой f , воспринимаемый наклонным сечением, можно выразить через величину изгибающего момента M^* в каком-либо характерном сечении и функцию формы эпюры моментов $\Phi(x)$.

В этом случае работа внешней нагрузки

$$A_q = \frac{1}{2} \cdot M^* \cdot \Phi_{f+c} \cdot (1 + m_m) \cdot \frac{\varepsilon_{crc}}{l_{crc}}, \quad (13)$$

где ε_{crc} – деформации в направлении, нормальном к траектории трещины.

Поставим выражения (3), (4), (6), (7), (8), (9), (10), (11) и (13) в уравнение энергетического баланса (2) и поделим обе части уравнения на ε_s^2 .

Обозначим

$$\begin{aligned} V(\alpha) = & A_f \cdot E_f \cdot \frac{h - h_b}{h_0 - h_b} \cdot (h - h_b + \eta \cdot h_b) + A_s \cdot E_s \cdot \left[(h_0 - h_b) \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta_a)}{\cos \alpha} + \eta \cdot h_b \cdot \cos \beta_a \right] + \\ & + \frac{1}{6} \cdot \frac{A_{fw}}{S_{fw}} \cdot E_{fw} \cdot \text{tg}^3 \alpha \cdot \frac{3 \cdot h - 2 \cdot h_{fw} - 3 \cdot h_b}{h_0 - h_b} \cdot h_{fw}^2 + \frac{1}{3} \cdot f_{sw} \cdot E_{sw} \cdot \text{tg}^3 \alpha \cdot (h_0 - h_b)^2 \\ H_w = & h_{fw} \cdot \text{tg} \alpha - \frac{h_{fw}^2 \cdot \text{tg}^2 \alpha}{(h - h_b)} + \frac{h_{fw}^3 \cdot \text{tg}^3 \alpha}{3 \cdot (h - h_b)^2}. \end{aligned} \quad (14)$$

Тогда с учетом уравнений равновесия проекций всех сил в трапециевидальном элементе над трещиной на вертикальную и горизонтальную ось выражение для момента M^* будет иметь вид:

$$M^* = \frac{\frac{2}{3} \cdot b_{ov} \cdot R_{bt} \cdot \varepsilon_{b,ult} \cdot \frac{h-h_b}{\cos \alpha} \cdot V(\alpha)^2}{\left[\begin{aligned} & \frac{m_m+1}{2} \cdot V(\alpha) \cdot \frac{1}{h-h_b} \cdot \frac{h}{h_0} - \frac{1}{2} \cdot E_s \cdot A_s - \frac{1}{2} \cdot E_{sc} \cdot A_{sc} \cdot A^2 \cdot \frac{h_b^2}{(h_0-h_b)^2} \cdot \right. \\ & \cdot \left(\frac{k_\varepsilon}{(1-k_\varepsilon)} + A \cdot \left(1 - \frac{a}{h_b} \right) \right)^2 - \frac{1}{6} \cdot f_{sw} \cdot E_{sw} \cdot (h_0-h_b) \cdot \operatorname{tg}^3 \alpha - \\ & (\Phi_{f+c})^2 \cdot \left[-\frac{1}{2} \cdot E_f \cdot A_f \cdot \left(\frac{h-h_b}{h_0-h_b} \right)^2 - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{fw}}{S_f} \cdot E_f \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot \left(\frac{h-h_b}{h_0-h_b} \right)^2 \cdot H_{fw} - \right. \\ & \left. - \frac{1}{2} \cdot E_b \cdot b_{ov} \cdot \frac{h_b^3}{(h_0-h_b)^2} \cdot \left(k_\varepsilon + \frac{(1-k_\varepsilon)^2}{3} \right) \cdot \frac{A^2}{(1-k_\varepsilon)^2} - \right. \\ & \left. - \frac{1}{2 \cdot b \cdot h_b \cdot G_b} \cdot \left[V(\alpha) - \frac{1}{2} f_{sw} \cdot E_{sw} \cdot (h_0-h_b) \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha - A_s \cdot E_s \cdot \sin \beta_a - \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{A_{fw}}{S_{fw}} \cdot E_{fw} \cdot h_{fw} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot \frac{h-0.5 \cdot h_{fw}-h_b}{h_0-h_b} \right] \right] \end{aligned} \right]} \quad (15)$$

Положение опасной наклонной трещины определяется из условия $\frac{dM^*}{d\alpha} = 0$.

Результаты

Для анализа работы наклонных сечений, усиленных композитными материалами, и оценки влияния различных факторов на угол наклона трещины проведен расчет шарнирно опертых железобетонных балок пролетом 6 м таврового сечения из бетона класса В25, с продольной и поперечной арматурой класса А500С. Рассматривалось две схемы приложения внешней нагрузки: равномерно распределенная нагрузка и сосредоточенная сила в середине пролета. Параметры балок и схема армирования представлены в таблице 1.

Таблица 1 - Параметры усиленных железобетонных балок

Геометрические размеры сечения			
b = 0.25 м	b _{ov} = 0.6 мм	h = 0.6 м	h _{ov} = 0.2 м
Армирование балок			
Площадь нижней арматуры		Площадь верхней арматуры	
A _s = 2.26 см ²		A _{sc} = 0.85 см ²	

Рассматривалось два типа продольного и поперечного усиления: углеволокном и стекловолокном. Модуль упругости углеволокна $E_f = E_{fw} = 2.28 \cdot 10^8$ кН/м² [13]. Модуль упругости стекловолокна $E_f = E_{fw} = 7.6 \cdot 10^7$ кН/м² [12]. Площади полос стекловолокна и углеволокна принимались одинаковыми.

Площадь и шаг обычных хомутов и полос из композитного материала варьировались таким образом, чтобы суммарное погонное усилие, воспринимаемое обычной и композитной арматурой, оставалось постоянным.

Для оценки влияния коэффициента A гипотезы билинейных сечений проведены расчеты балок с параметрами, представленными в таблице 1, и с внешним усилением углеволокном и с усилением стекловолокном. В этих балках погонная площадь обычной поперечной арматуры принята равной $f_{sw} = 7,55 \text{ см}^2/\text{м}$, а погонная площадь композитного поперечного усиления углеволокном $f_{fw} = 2,3 \text{ см}^2/\text{м}$, стекловолокном $f_{fw} = 8,2 \text{ см}^2/\text{м}$. При этих соотношениях балки имеют одинаковую несущую способность. Эмпирический коэффициент A варьировался в пределах от 1 до 2,0.

На рисунке 3 представлена зависимость угла наклона трещины от коэффициента гипотезы билинейных сечений для тавровой балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой. На рисунке 4 представлена аналогичная зависимость для той же самой балки нагруженной сосредоточенной силой в середине пролета. На представленных графиках f – координата начала возможной трещины (в долях от величины пролета L). Сплошной линией обозначены результаты расчетов балок, усиленных углеволокном, а пунктиром – балок, усиленных стекловолокном.

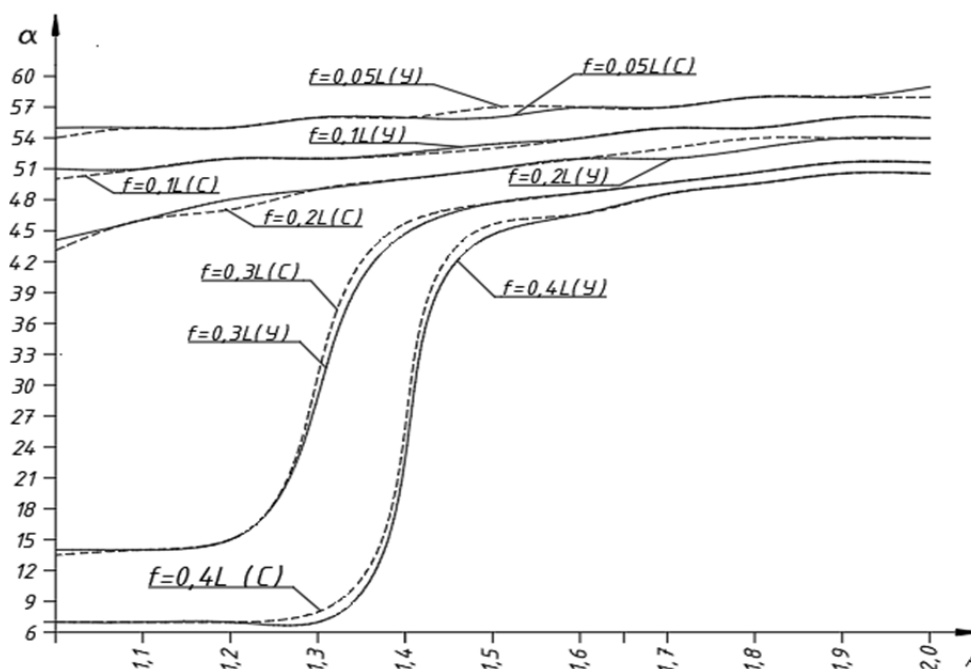


Рисунок 3 - Зависимость угла наклона трещины α от коэффициента A гипотезы билинейных сечений при действии равномерно распределенной нагрузки: Y – усиление углеволокном; C – усиление стекловолокном

Из графиков видно, что увеличение коэффициента гипотезы билинейных сечений приводит к увеличению угла наклона трещины к вертикали, как для случая действия равномерно распределенной нагрузки, так и для случая действия сосредоточенной силы для балок с обоими типами усиления. Влияние этого коэффициента тем более существенно, чем дальше от опоры расположено рассматриваемое сечение. Как видно из графиков, значения углов при усилении двумя видами композитного материала близки, т.к. погонная площадь усиления подбиралась из условия одинаковой несущей способности сечения по поперечной силе.

В случае действия равномерно распределенной нагрузки влияние этого коэффициента наиболее существенно для сечений, начинающихся в пределах от 0,2 до 0,4 пролета. В случае приложения сосредоточенной силы наблюдается непрерывный рост значений угла наклона при всех значениях A при которых гипотеза имеет решение.

На рисунке 5 (а) представлена зависимость угла наклона трещины от соотношения погонных площадей обычной и композитной арматуры в виде холстов из углеволокна при действии равномерно распределенной нагрузки, а на рисунке 5 (б) аналогичная зависимость для

усиления в виде холстов из стекловолокна. Величина эмпирического коэффициента гипотезы билинейных сечений принята $A=1.9$ [3].

На рисунке 6а представлен график угла наклона трещины от соотношения погонных площадей обычной и композитной арматуры в виде холстов из углеволокна при действии сосредоточенной силы и при $A = 1.9$, а на рисунке 6 (б) аналогичная зависимость для усиления в виде холстов из стекловолокна.

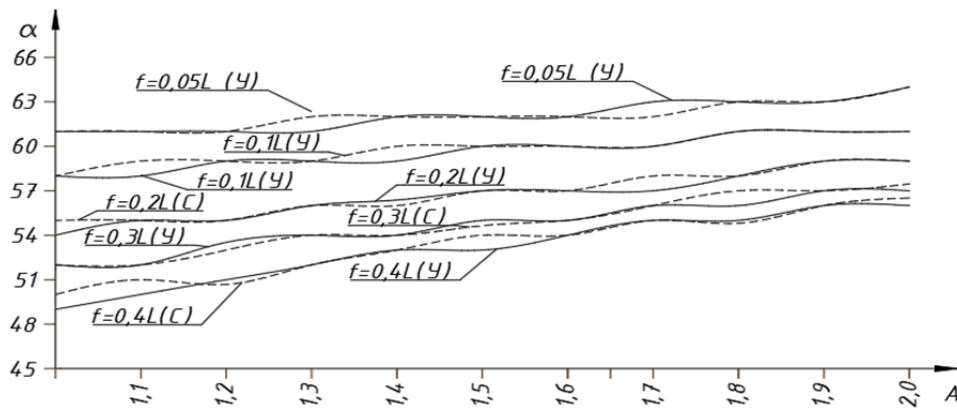


Рисунок 4 - Зависимость угла наклона трещины α от коэффициента A гипотезы билинейных сечений при действии сосредоточенной силы в середине пролета: У – усиление углеволокном; С – усиление стекловолокном

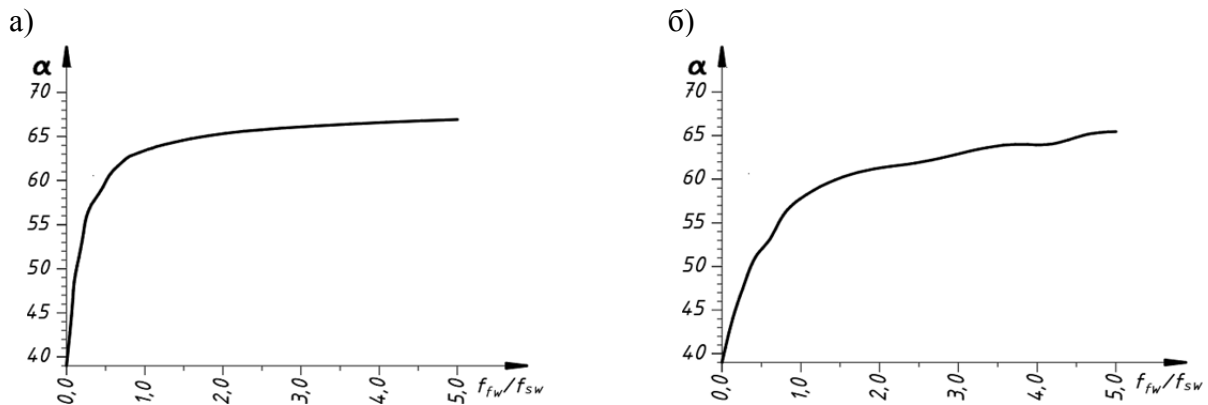


Рисунок 5 - Зависимость угла наклона трещины от соотношения погонных площадей поперечной арматуры и полос усиления углеволокном: а) в случае действия равномерно распределенной нагрузки; б) в случае действия сосредоточенной нагрузки

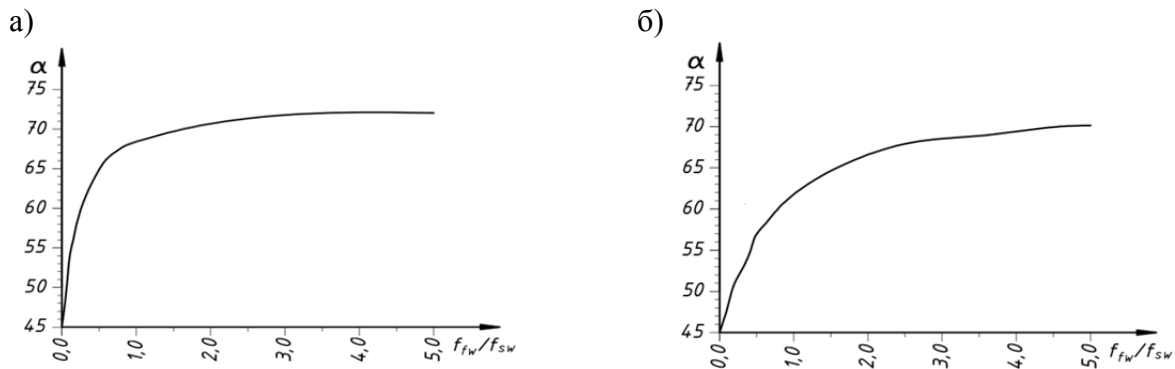


Рисунок 6 - Зависимость угла наклона трещины от соотношения погонных площадей поперечной арматуры и полос усиления в случае действия равномерно распределенной нагрузки: а) в случае усиления углеволокном; б) в случае усиления стекловолокном

Как видно из графиков, с уменьшением доли композитного материала угол наклона трещины и, соответственно, проекция наклонной трещины уменьшается.

Выводы

По результатам расчетов можно сделать следующие выводы:

1. С увеличения доли композитного материала по отношению к стальной поперечной арматуре при одинаковом суммарном погонном усилии угол наклона трещины к вертикали α и, соответственно, длина проекции наклонной трещины увеличивается. Наиболее интенсивное изменение угла имеет место при значениях $f_{fw}/f_{sw} \leq 2$.
2. При действии сосредоточенной силы имеет место плавное увеличение угла α с увеличением коэффициента A гипотезы билинейных сечений.
3. В случае действия распределенной нагрузки увеличение коэффициента A приводит к плавному увеличению расчетного угла наклона трещин в приопорных зонах (в пределах от 0 до $0.2 L$). Для сечений в зоне $f > 0.2 L$ имеет место резкий скачок величины угла α с увеличением коэффициента A .
4. Полученные данные подтверждают существенное влияние принятой геометрической гипотезы, что говорит о необходимости дальнейших исследований деформированного состояния изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами.

Аналогичный подход с некоторыми изменениями может быть применен для случая, когда нейтральная зона проходит в ребре, а также для случая, когда трещины возникают в верхней зоне таврового сечения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003.
2. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования.
3. Garnytsky V.I.; Kurnavina S.O. The field of crack directions in reinforced concrete bending elements // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 365. 052026. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/5/052026>
4. Жарницкий В.И. Прочность железобетонных конструкций по сечениям, совпадающим с фактическим полем направлений трещин (теория и эксперимент) // Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон взгляд в будущее», Москва: МГСУ, 2014 г., т. 1, С. 27-38
5. Жарницкий В.И., Курнавина С.О. Механизм разрушения железобетонных балок по наклонным сечениям при действии особых нагрузок // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. № 2. С. 150-155.
6. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. The design model of reinforced concrete beam formed by the field of cracks directions // E3S Web Conf. 2019. Vol. 97. https://www.e3s-conferences.org/articles/e3sconf/ref/2019/23/e3sconf_form2018_04017/e3sconf_form2018_04017.html
7. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. М: Изд-во Стройиздат, 2007. 180 с.
8. Польской П.П., Маилян Д.Р., Шилин А.А., Шевляков К.В. О результатах предварительного испытания балок на поперечную силу перед композитными материалами // Инженерный Вестник Дона. 2016. №4. С. 170-179.
9. Польской П.П., Маилян Д.Р. Композитные материалы как основа эффективности в строительстве и реконструкции зданий и сооружений // Инженерный Вестник Дона. 2012. №4. Часть 2. С. 164-167.
10. Khalifa A., Nanni A. Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members // Composite for Construction. 1998. Nov. Pp.195-203. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1998\)2:4\(195\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(1998)2:4(195)).
11. Godat A., Labossière P., Neale K.W.: Numerical modeling of shear crack angles in FRP shear-strengthened reinforced concrete beams // Australian Journal of Structural Engineering. 2010. 11(2). Pp. 87–101.

12. Panda K.C., Bhattacharyya S.K., Barai S.V. Shear Strengthening of T-beam with GFRP. Singapore: Springer, 2018. 205 p. <https://doi.org/10.1007/978-981-10-7760-9>
13. Chen G.M., Zhang Z., Li Y.L., Li X.Q. and Zhou C.Y. T-section RC beams shear-strengthened with anchored CFRP U-strips // *Composite Structures*. 2016. Vol. 144. Pp. 57-79.
14. Al-Rousan, R.Z. Shear behavior of RC beams externally strengthened and anchored with CFRP composites // *Structural Engineering Mechanic*. 2017. 63(4), Pp. 447-456. <https://doi.org/10.12989/SEM.2017.63.4.447>
15. Achintha M. and Burgoyne C.J. Fracture Energy of the Concrete-FRP Interface // *Engineering Fracture Mechanics* September. 2013. Volume 110. Pp. 38-51. <https://DOI: 10.1016/j.engfracmech.2013.07.01>
16. Triantafillou T.C., Antonopoulos C.P. Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. // *Composite Construction*. 2000. No 4(4). Pp.198–205.
17. Wang, H., Yuan, H., & Yang, S. Numerical Analysis of Interface Crack Propagation in Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP by Extended Isoparametric Finite Element Method // *Lecture Notes in Computer Science*. 2011. Pp.169–176 https://doi:10.1007/978-3-642-25255-6_22.
18. Pellegrino C, Vasic M. Assessment of design procedures for the use of externally bonded FRP composites in shear strengthening of reinforced concrete beams // *Composites Part B-Engineering*. 2013. No 45. Pp. 727-741.
19. Тамразян А.Г., Орлова М.А. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов с трещинами // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2015. № 6 (53). С. 98-105.
20. Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку // *Строительство: наука и образование*. 2013. № 4. С. 2.

REFERENCES

1. Russian Building Code SP 63.13330.2012 *Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya*. SNiP 52-01-2003 [Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. SNiP 52-01-2003].
2. Russian Building Code SP 164.1325800.2014 *Usileniye zhelezobetonnykh konstruksiy kompozitnymi materialami. Pravila proyektirovaniya* [Reinforcement of reinforced concrete structures with composite materials. The rule of design].
3. Garnytsky V.I.; Kurnavina S.O. The field of crack directions in reinforced concrete bending elements. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 365. 052026. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/5/052026>
4. Zharnitskiy V.I. Prochnost' zhelezobetonnykh konstruksiy po secheniyam, sovpadayushchim s fakticheskim polem napravleniy treshchin (teoriya i eksperiment) [Strength of reinforced concrete structures over sections that coincide with the actual field of crack directions (theory and experiment)]. *Nauchnyye trudy III Vserossiyskoy (II Mezhdunarodnoy) konferentsii po betonu i zhelezobetonu "Beton i zhelezobeton vzglyad v budushcheye"*, Moskva: MGSU, 2014 [Scientific proceedings of the III All-Russian (II International) conference on concrete and reinforced concrete "Concrete and reinforced concrete look into the future", Moscow: MGSU, 2014]. Moscow: MGSU, 2014. T. 1, Pp. 27-38.
5. Zharnitskiy V.I., Kurnavina S.O. Mekhanizm razrusheniya zhelezobetonnykh balok po naklonnym secheniyam pri deystvii osobykh nagruzok [The mechanism of destruction of reinforced concrete beams along inclined sections under the action of special loads]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Tekhnologiya tekstil'noy pro-myshlennosti*. 2017. No 2. Pp. 150-155.
6. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. The design model of reinforced concrete beam formed by the field of cracks directions. *E3S Web Conf.* 2019. Vol 97. https://www.e3s-conferences.org/articles/e3sconf/ref/2019/23/e3sconf_form2018_04017/e3sconf_form2018_04017.html
7. Shilin A.A., Pshenichnyy V.A., Kartuzov D.V. Vneshneye armirovaniye zhelezobetonnykh konstruksiy kompozitsionnymi materialami [External reinforcement of reinforced concrete structures with composite materials]. Moscow: Izd-vo Stroyizdat, 2007. 180 p.
8. Pol'skoy P.P., Mailyan D.R., Shilin A.A., Shevlyakov K.V. O rezul'tatakh predvaritel'nogo ispytaniya balok na poperechnuyu silu pered kompozitnymi materialami [About the results of preliminary testing of beams for lateral force in front of composite materials]. *Inzhenernyy Vestnik Dona*. 2016. No 4. Pp. 170-179.
9. Pol'skoy P.P., Mailyan D.R. Kompozitnyye materialy kak osnova effektivnosti v stroitel'stve i rekonstruksii zdaniy i sooruzheniy [Composite materials as the basis for efficiency in the construction and reconstruction of buildings and structures]. *Inzhenernyy Vestnik Dona*. 2012. No 4. Ch. 2. Pp. 164-167.
10. Khalifa A., Nanni A. Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members. *Composite for Construction*. 1998. Nov. Pp.195-203. [https://doi: 10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1998\)2:4\(195\)](https://doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(1998)2:4(195)).
11. Godat A., Labossière P., Neale K.W.: Numerical modeling of shear crack angles in FRP shear-strengthened reinforced concrete beams. *Australian Journal of Structural Engineering*. 2010. 11(2). Pp. 87–101.
12. Panda K.C., Bhattacharyya S.K., Barai S.V. Shear Strengthening of T-beam with GFRP. Singapore: Springer, 2018. 205 p. <https://doi.org/10.1007/978-981-10-7760-9>

13. Chen G.M., Zhang Z., Li Y.L., Li X.Q. and Zhou C.Y. T-section RC beams shear-strengthened with anchored CFRP U-strips. *Composite Structures*. 2016. Vol. 144. Pp. 57-79.
14. Al-Rousan, R.Z. Shear behavior of RC beams externally strengthened and anchored with CFRP composites [Shear behavior of RC beams externally strengthened and anchored with CFRP composites]. *Structural Engineering Mechanics*. 2017. 63(4), Pp. 447-456. <https://doi.org/10.12989/SEM.2017.63.4.447>
15. Achintha M. and Burgoyne C.J. Fracture Energy of the Concrete-FRP Interface. *Engineering Fracture Mechanics*. 2013. Volume 110. Pp. 38-51. [https://DOI: 10.1016/j.engfracmech.2013.07.01](https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2013.07.01)
16. Triantafillou T.C., Antonopoulos C.P. Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP. *Composite Construction*. 2000. No 4(4). Pp.198–205.
17. Wang, H., Yuan, H., & Yang, S. Numerical Analysis of Interface Crack Propagation in Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP by Extended Isoparametric Finite Element Method. *Lecture Notes in Computer Science*. 2011. Pp.169–176 [https://doi:10.1007/978-3-642-25255-6_22](https://doi.org/10.1007/978-3-642-25255-6_22).
18. Pellegrino C, Vasic M. Assessment of design procedures for the use of externally bonded FRP composites in shear strengthening of reinforced concrete beams. *Composites Part B-Engineering*. 2013. No 45. Pp. 727-741.
19. Tamrazyan A.G., Orlova M.A. Eksperimental'nyye issledovaniya napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnykh izgibayemykh elementov s treshchinami [Experimental studies of the stress-strain state of reinforced concrete flexible elements with cracks]. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhi-tekturino-stroitel'nogo universiteta*. 2015. No 6 (53). Pp. 98-105.
20. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Raschet vnetsentrenno szhatykh zhelezobetonnykh elementov na kratkovremennuyu dinamicheskuyu nagruzku [Calculation of eccentrically compressed reinforced concrete elements for a short-time dynamic load]. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovaniye*. 2013. No 4. Pp. 2.

Информация об авторах

Курнавина Софья Олеговна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: sofyK@yandex.ru

Антонов Михаил Дмитриевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
магистрант кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: mishany96969@mail.ru

Information about authors

Kurnavina Sofia O.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
candidate in tech. sc., docent, associated professor of the department of reinforced concrete structures.
E-mail: sofyK@yandex.ru

Antonov Michail D.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
master student of the department of reinforced concrete structures.
E-mail: mishany96969@mail.ru

М.Н. КИРСАНОВ¹, Д.В. ТИНЬКОВ¹¹Национальный исследовательский университет "МЭИ", г. Москва, Россия

АНАЛИЗ ЧАСТОТ КОЛЕБАНИЙ ГРУЗА В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ЕГО ПОЛОЖЕНИЯ В УЗЛАХ ПЛОСКОЙ ФЕРМЫ

Аннотация. Рассмотрена балочная статически определимая ферма с произвольным числом панелей, в одном из узлов которой расположен массивный груз. Массой стержней фермы пренебрегается. Выводится формула зависимости частоты колебаний груза от номера шарнира, в котором он расположен. Жесткость фермы в уравнении частот определяется по формуле Максвелла - Мора. Усилия в стержнях определяются в символьной форме методом вырезания узлов в программе, написанной в системе компьютерной математики Maple. Методом двойной индукции (по номеру узла, где расположен груз, и числу панелей) ряд частных решений обобщается на произвольный случай. Рекуррентное уравнение, которому удовлетворяет последовательность коэффициентов частных решений, дает специальный оператор системы Maple.

Ключевые слова: ферма, частота колебаний, индукция, Maple, аналитическое решение.

M.N. KIRSANOV¹, D.V. TINKOV¹¹National Research University "MPEI", Moscow, Russia

ANALYSIS OF THE FREQUENCIES OF LOAD OSCILLATIONS, DEPENDING ON ITS POSITION IN THE NODES OF PLANAR TRUSS

Abstract. A beam statically determinate truss with an arbitrary number of panels, in one of the nodes of which there is a massive load, is considered. The mass of the rods of the truss is neglected. A formula is derived for the dependence of the vibration frequency of the load on the hinge number in which it is located. The rigidity of the truss in the frequency equation is determined by the Maxwell-Mohr's formula. Forces in rods are determined in symbolic form by cutting out nodes in a program written in the computer mathematics system Maple. By a method of double induction (by the number of the node where the load is located and the number of panels), a series of particular solutions is generalized to an arbitrary case. A recurrence equation that is satisfied by a sequence of coefficients of particular solutions is given by a special operator of the Maple system.

Keywords: truss, oscillation frequency, induction, Maple, analytical solution.

Введение

Постановка задачи о зависимости частоты колебаний груза от его расположения на ферме происходит от более общей задачи о движении транспорта по мосту или о перемещении подвесного крана в промышленном цехе. В такой задаче непременно учитывается масса фермы, условие соединения стержней, возможное наличие других стационарных масс и др. Для расчета и учета всех вариантов прибегают к численным методам [1,2], основанным, как правило, на методе конечных элементов. Точная же простая формула для одного из параметров общей проблемы, полученная в упрощенной постановке, но справедливая для широкого класса ферм, необходима для оценки численных решений и для дополнительного анализа в целях оптимизации конструкции. При этом, если простой учет размеров системы с заданным числом панелей и положением груза в аналитической форме не представляет труда, то параметрический учет двух важных чисел — места груза и числа панелей возможен только методом индукции, развитым в работах [3-9] в задачах статики плоских и пространственных ферм [10-14]. Задачи собственных колебаний точечных масс в составе плоских ферм без учета их массы с применением метода индукции ранее решались в [15-17].

Решение

Рассмотрим распространенную схему балочной фермы с $2n$ панелями длиной a (рисунок 1), в k -м узле которой в нижнем поясе (не считая подвижную опору), расположен колеблющийся груз. Пренебрегая горизонтальной степенью свободы груза, выведем формулу для частоты его собственных колебаний.

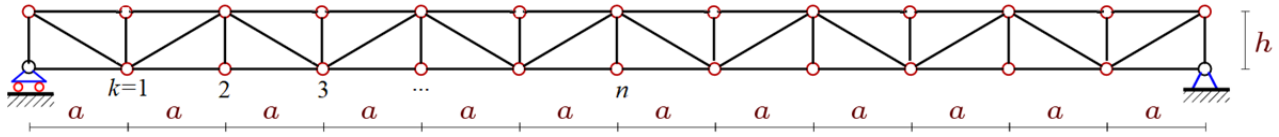


Рисунок 1 – Ферма, $n=6$

Ферма состоит из $4n$ стержней длиной a , $2n+1$ стоек высотой h и $2n$ раскосов длиной $c = \sqrt{a^2 + h^2}$.

Формула для искомой частоты следует из уравнения колебания груза $m\ddot{y} + Cy = 0$, где y – вертикальное смещение груза массой m , $C = 1/\delta_{n,k}$. Податливость $\delta_{n,k}$ вычисляется по формуле Максвелла – Мора $\delta_{n,k} = \sum_{i=1}^{n_s-3} S_i^2 l_i / (EF_i)$. Здесь S_i — усилие в i -м стержне фермы от единичной вертикальной силы в узле, где расположен груз, l_i — длина стержня, EF_i — жесткость стержня. Площади сечений стержней решетки $F_i^{(1)}$ выражаются через площади сечений поясов $F_i^{(1)} = \gamma F_i^{(0)}$. Предполагается $0 < \gamma \leq 1$. Суммирование ведется по всем стержням фермы $n_s = 8n + 4$, кроме трех опорных. Отсюда частота колебаний $\omega = \sqrt{1/(\delta_{n,k}m)}$.

За основу для расчета усилий S_i , $i = 1, \dots, n_s$ в стержнях, включая реакции опор, взята программа [18], составленная на языке Maple. В программу вводятся координаты узлов и порядок соединения стержней [3]. Составляется матрица направляющих косинусов усилий, приложенных к узлам. Решение системы задачи в символьной форме заполняется в цикле по числу стержней. Учтено, что направляющие косинусы противоположных концов одного стержня имеют разные знаки [18]. В процессе расчетов усилий и коэффициентов жесткости для ферм с разным числом панелей и при разных положениях груза было замечено, что форма решения не меняется:

$$\delta_{n,k} = (A_{n,k}a^3 + D_{n,k}c^3 + H_{n,k}h^3) / (n^2 h^2 EF). \quad (1)$$

Меняются только коэффициенты. Чтобы выявить закономерность, задачу решим в два приема. Сначала при фиксированном положении груза $k=1$ получим последовательности коэффициентов $A_{n,1}$: 1, 14, 55, 140, 285, 506, 819, 1240. С помощью оператора **rgf_findrecur** системы Maple выводим рекуррентное уравнение, которому удовлетворяют члены этой последовательности: $A_{n,1} = 4A_{n-1,1} - 6A_{n-2,1} + 4A_{n-3,1} - A_{n-4,1}$. Решение этого уравнения можно найти с помощью оператора **rsolve**:

$$A_{n,1} = n(8n^2 - 6n + 1) / 3.$$

Так же из уравнения $D_{n,1} = 3D_{n-1,1} - 3D_{n-2,1} + D_{n-3,1}$, полученного из анализа последовательности коэффициентов 1, 6, 15, 28, 45, 66, 91, 120 при c^3 , получается коэффициент

$D_{n,1} = n(2n-1)$. Аналогично, коэффициент $H_{n,1}$ следует из решения уравнения $H_{n,1} = 3H_{n-1,1} - 3H_{n-2,1} + H_{n-3,1}$ и имеет вид $H_{n,1} = 2n^2 - 2n + 1$. Теперь надо все повторить при $k = 2, 3, \dots, n$. Результатом является уже не последовательность чисел, а три последовательности формул:

$$\begin{aligned} A_{n,2} &= n(32n^2 - 60n + 28) / 3, D_{n,2} = n(4n - 4), H_{n,2} = 4n^2 - 4n + 4, \\ A_{n,3} &= n(72n^2 - 210n + 153) / 3, D_{n,3} = n(6n - 9), H_{n,3} = 2n^2 - 6n + 9, \\ A_{n,4} &= n(128n^2 - 504n + 496) / 3, D_{n,4} = n(8n - 16), H_{n,4} = 4n^2 - 8n + 16, \end{aligned}$$

Для обобщения некоторых коэффициентов на произвольный номер узла k расположения нагрузки не требуются какие-либо средства компьютерной математики. Очевидно,

$$D_{n,k} = n(2kn - k^2). \quad (2)$$

Наиболее сложным для анализа оказался коэффициент при n в выражении $A_{n,k}$. Потребовалось десять раз решить задачу и для последовательности чисел 1, 28, 153, 496, 1225, 2556, 4753, 8128, 13041, 19900 найти общий член $t_k = k^2(2k^2 - 1)$, решив рекуррентное уравнение $t_k = 5t_{k-1} - 10t_{k-2} + 10t_{k-3} - 5t_{k-4} + t_{k-5}$. В итоге, имеем общие выражения для остальных коэффициентов искомой формулы

$$\begin{aligned} A_{n,k} &= nk(8n^2k - 2(4k^2 - 1)n + k(2k^2 - 1)) / 3, \\ H_{n,k} &= (3 + (-1)^k)n^2 - 2nk + k^2. \end{aligned} \quad (3)$$

Проконтролировать найденное решение можно, решив задачу о прогибе фермы под действием единичной силы в середине пролета. Решение получается значительно проще, индукцией только по переменной n , и имеет вид

$$\Delta = ((2n^3 + n)a^3 / 3 + nc^3 + ((-1)^n + 2)h^3) / (h^2EF),$$

что совпадает с решением (1) - (3) при $k = n$.

С учетом значений коэффициентов (2), (3) получаем искомую зависимость для частоты колебаний груза

$$\omega_{n,k} = hn\sqrt{EF / ((A_{n,k}a^3 + D_{n,k}c^3 + H_{n,k}h^3)m)}. \quad (4)$$

Анализ

Частота колебаний груза меняется в зависимости от положения груза. По аналитическому решению, это легко проиллюстрировать на графике. Вводится безразмерная частота

$$\omega' = \omega_{n,k} \sqrt{ma / (EF)}.$$

Кривые на рисунке 2 построены при $a = 3$ м и $n = 10$. В начале графика частота резко уменьшается, а затем, по мере приближения груза к середине пролета, происходит некоторая ее стабилизация. От высоты h фермы зависимость частоты почти линейная. Интереснее получается зависимость частоты колебаний груза в середине пролета от числа панелей. На рисунке 3 построены зависимости (3) при $n=k$ для трех значений высоты фермы. Так же, как и на рисунке 2, кривые получаются ломаными. Это происходит из-за наличия члена с «мигающим» коэффициентом $(-1)^n$ в решении. Но здесь наблюдается особенность решения: кривые имеют максимум. Предсказать эту особенность было сразу трудно, а в численных решениях эта особенность ускользает. Скачки кривых с увеличением числа панелей затухают, уменьшается и частота колебаний.

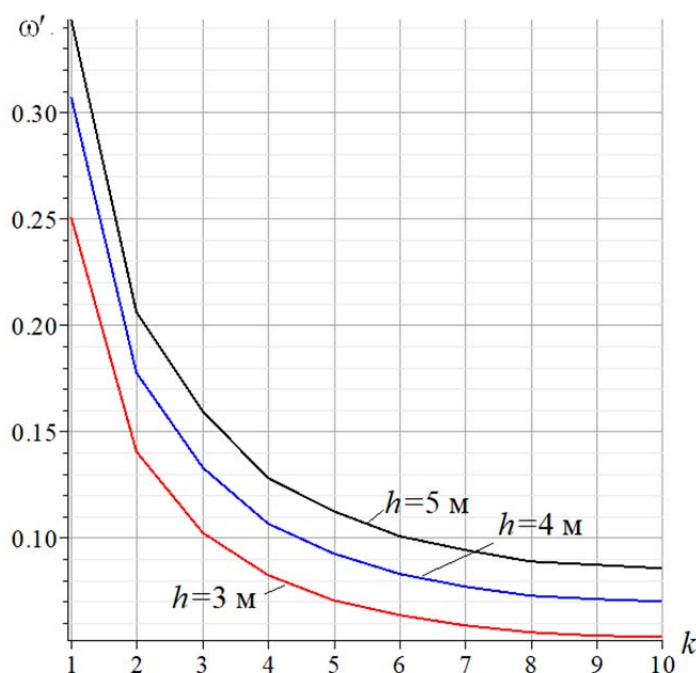


Рисунок 2 – Относительная частота колебания груза в зависимости от его положения, $n=10$, $a=3$ м

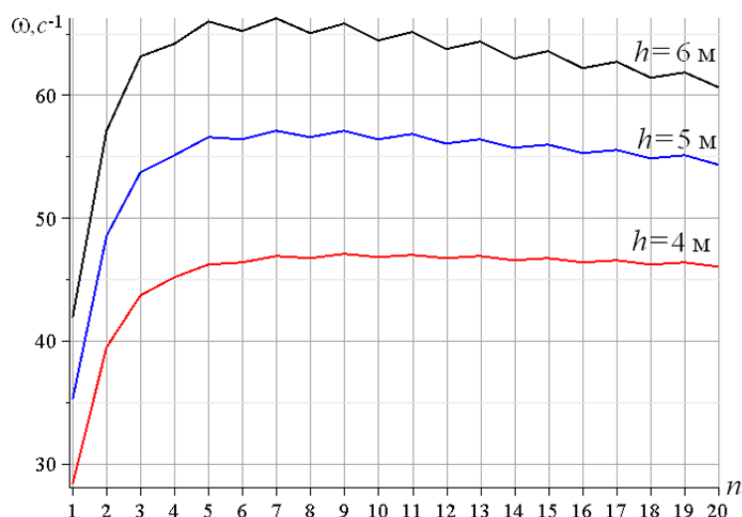


Рисунок 3 – Частота колебания груза в середине пролета в зависимости от числа панелей, $L=50$ м, $a=L/(2n)$, $EF=8 \cdot 10^4$ кН, $m=100$ кг

Выводы

Из общей достаточно сложной проблемы динамики и колебаний ферм вычленена и отдельно решена в аналитической форме задача о зависимости частоты колебания груза от его места расположения при произвольном числе панелей фермы. Принята распространенная в практике модель фермы со стойками и параллельными поясами. Для вывода потребовался трудоемкий процесс двухпараметрической индукции. Решающим фактором в достижении успеха здесь явилось применение системы компьютерной математики Maple и опыт в получении аналитических решений задач о прогибе ферм [3,12,13]. Построенные графики решения обнаруживают некоторые особенности, которые следует учитывать при проектировании конструкций ферм.

Обзоры применения аналитических методов исследования плоских ферм даны в работах [19,20].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ufimtsev E., Voronina M. Research of Total Mechanical Energy of Steel Roof Truss during Structurally Nonlinear Oscillations // *Procedia Engineering*. 2016. T. 150. C. 1891-1897.
2. Branco J. M., Sousa H.S., Tsakanika E. Non-destructive assessment, full-scale load-carrying tests and local interventions on two historic timber collar roof trusses // *Engineering Structures*. 2017. T. 140. C. 209-224. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.053>
3. Кирсанов М. Н. Формулы для расчета прогиба и усилий в стержнях симметричной балочной фермы // *Строительство и реконструкция*. 2017. 1(69). С. 19–23.
4. Voropai R.A., Kazmiruk I.Yu. Analytical study of the horizontal stiffness of the flat statically determinate arch truss // *Bulletin of Scientific Conferences*. 2016. № 2-1(6). Pp. 10–12.
5. Voropai R. A. Analysis of the deflection of the regular truss with cross type lattice // *Science Almanac*. 2016. N4-3(18). C.238–240.
6. Shipaeva A.S. Calculation of the deflection of girder beam loaded on the bottom flange in the system Maple // *Science Almanac*. 2016. N 5-3(19). Pp. 236–239.
7. Bolotina T. D. The deflection of the flat arch truss with a triangular lattice depending on the number of panels // *Bulletin of Scientific Conferences*. 2016. № 4-3(8). Pp. 7–8.
8. Ponamareva M.A. The displacement of the support trusses with parallel belts under uniform load // *Научный альманах*. 2016. № 4–3(18). С. 257—259.
9. Рахматулина А.Р., Смирнова А.А. Расчет величины прогиба плоской фермы с произвольным числом панелей в системе Maple // *Молодежь и наука*. 2018. № 2. С. 111.
10. Ершов Л.А. Формулы для расчета деформаций пирамидального купола // *Научный альманах*. 2016. N11-2(25). С. 315-318
11. Кирсанов М.Н. Расчет пространственной стержневой системы, допускающей мгновенную изменчивость // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2012. № 3(242). С. 48–51.
12. Кирсанов М.Н. Статический расчет и анализ пространственной стержневой системы // *Инженерно-строительный журнал*. 2011. № 6. С. 28-34.
13. Доманов Е. В. Аналитическая зависимость прогиба пространственной консоли треугольного профиля от числа панелей // *Научный альманах*. 2016. №6-2 (19). С. 214–217.
14. Ларичев С.А. Индуктивный анализ влияния строительного подъема на жесткость пространственной балочной фермы // *Trends in Applied Mechanics and Mechatronics*. М: Инфра-М, 2015. Т. 1. С. 4-8.
15. Ахмедова Е.Р., Канатова М. И. Частотное уравнение для плоской балочной фермы регулярной структуры с треугольной решеткой / Международная научно-практическая конференция ИТОН-2014. IV-й международный семинар и международная школа "Математическое и компьютерное моделирование фундаментальных объектов и явлений в системах компьютерной математики" // *Материалы конференции и труды семинара*. Казань: Изд-во ООО "Фолиант", 2014. С. 198-199.
16. Ахмедова Е.Р., Канатова М. И. Собственные частоты колебаний плоской балочной фермы регулярной структуры // *Наука и образование в XXI веке: сборник научных трудов по материалам Международной научно-практической конференции 31 октября 2014 г. в 17 частях. Часть 11*. С. 17-18.
17. Кирсанов М.Н., Кленова И.Г. Анализ колебаний стержневых систем периодической структуры // *Всероссийская конференция по проблемам математики, информатики, физики и химии*. М.: РУДН, 2010.
18. Кирсанов М.Н. Maple и MapleT. Решение задач механики. СПб.: Изд-во Лань, 2012. 512 с.
19. Кийко Л.К. Аналитическая оценка прогиба арочной фермы под действием ветровой нагрузки // *Научный вестник*. 2016. № 1 (7). С. 247–254.
20. Осадченко Н.В. Аналитические решения задач о прогибе плоских ферм арочного типа // *Строительная механика и конструкции*. 2018. Т.1. №16. С.12–33.

REFERENCES

1. Ufimtsev E., Voronina M. Research of Total Mechanical Energy of Steel Roof Truss during Structurally Nonlinear Oscillations. *Procedia Engineering*. 2016. T. 150. Pp. 1891-1897.
2. Branco J. M., Sousa H. S., Tsakanika E. Non-destructive assessment, full-scale load-carrying tests and local interventions on two historic timber collar roof trusses. *Engineering Structures*. 2017. T. 140. Pp. 209-224. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.053>
3. Kirsanov, M. N. Formuly dlya rascheta progiba i usiliy v stержnyakh simmetrichnoy balochnoy fermy [Formulas for calculating the deflection and effort in the rods of a symmetrical beam truss]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2017. 1 (69). Pp. 19–23.
4. Voropai R.A., Kazmiruk I.Yu. Analytical study of the horizontal stiffness of the flat statically determinate arch truss. *Bulletin of Scientific Conferences*. 2016. No 2-1(6). Pp. 10–12..
5. Voropai R. A. Analysis of the deflection of the regular truss with cross type lattice. *Science Almanac*. 2016. N 4-3(18). Pp. 238–240.
6. Shipaeva A.S. Calculation of the deflection of girder beam loaded on the bottom flange in the system Maple. *Science Almanac*. 2016. N 5-3(19). Pp. 236–239.

7. Bolotina T. D. The deflection of the flat arch truss with a triangular lattice depending on the number of panels. *Bulletin of Scientific Conferences*. 2016. No 4-3(8). Pp.7–8.
8. Ponamareva, M.A. The displacement of the support trusses with parallel belts under uniform load. *Nauchnyy al'manakh*. 2016. No 4–3(18). Pp.257—259.
9. Rakhmatulina A.R., Smirnova A.A. Raschet velichiny progiba ploskoy fermy s proizvol'nym chis-lom paneley v sisteme Maple [Calculation of the deflection of a flat truss with an arbitrary number of panels in the Maple system]. *Molodezh' i nauka*. 2018. No 2. Pp. 111.
10. Yershov L.A. Formuly dlya rascheta deformatsiy piramidal'nogo kupola [Formulas for calculating deformations of a pyramidal dome]. *Nauchnyy al'manakh*. 2016. N 11-2(25). Pp.315-318
11. Kirsanov, M.N. Raschet prostranstvennoy sterzhnevoy sistemy, dopuskayushchey mgnovennuyu izmenyayemost' [Calculation of spatial core system allowing instant changeability]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2012. No 3(242). Pp. 48–51.
12. Kirsanov M.N. Staticheskiy raschet i analiz prostranstvennoy sterzhnevoy sistemy [Static calculation and analysis of the spatial core system]. *Mag. Civ. Eng.* 2011. No 6. Pp. 28-34.
13. Domanov, Ye. V. Analiticheskaya zavisimost' progiba prostranstvennoy konsoli treugol'nogo profilya ot chisla paneley [The analytical dependence of the deflection of the spatial console of a triangular profile on the number of panels]. *Nauchnyy al'manakh*. 2016. No 6-2 (19). Pp. 214–217.
14. Larichev, S.A. Induktivnyy analiz vliyaniya stroitel'nogo pod'yema na zhestkost' prostranstvennoy balochnoy fermy [Inductive analysis of the influence of a building lift on the stiffness of a spatial beam farm]. *Trends in Applied Mechanics and Mechatronics*. Moscow: Infra-M. 2015. T. 1. Pp. 4-8.
15. Akhmedova Ye. R., Kanatova M.I. Chastotnoye uravneniye dlya ploskoy balochnoy fermy regul'yarnoy struktury s treugol'noy reshetkoy [The frequency equation for a flat beam truss of a regular structure with a triangular lattice]. *Proc. Int. Sc. Tech. Conf. ITON-2014. Kazan: Izd-vo OOO "Foliant", 2014. Pp. 198-199.*
16. Akhmedova Ye. R., Kanatova M.I. Sobstvennyye chastoty kolebaniy ploskoy balochnoy fermy regul'yarnoy struktury [Natural frequencies of oscillations of a flat beam truss of a regular structure]. *Nauka i obrazovaniye v XXI veke: sbornik nauchnykh trudov po materialam Mezhdunarod-noy nauchno-prakticheskoy konferentsii 31 oktyabrya 2014 g. v 17 chastyakh. Chast' 11 [Science and Education in the XXI Century: Collection of Scientific Works on the Materials of the International Scientific and Practical Conference on October 31, 2014 in 17 parts. Part 11]. Pp. 17-18.*
17. Kirsanov M.N., Klenova I.G. Analiz kolebaniy sterzhnevyykh sistem periodicheskoy struktury [Oscillation analysis of core systems of a periodic structure]. *Vserossiyskaya konferentsiya po problemam matematiki, informatiki, fiziki i khimii [All-Russian Conference on Mathematics, Computer Science, Physics and Chemistry]. Moscow: RUDN, 2010.*
18. Kirsanov M. N. Maple i Maplet. Resheniye zadach mekhaniki [Solving mechanics problems]. Saint Petersburg.: Publ. Lan', 2012. 512 p.
19. Kiyko L.K. Analiticheskaya otsenka progiba arochnoy fermy pod deystviyem vetrovoy nagruzki [An analytical assessment of the deflection of an arch truss under the influence of wind load]. *Nauchnyy vestnik*. 2016. No 1 (7). Pp. 247–254.
20. Osadchenko N.V. Analiticheskiye resheniya zadach o progibe ploskikh ferm arochnogo tipa [Analytical solutions to the problems of deflection of flat trusses of arched type]. *Stroi-tel'naya mekhanika i konstruksii*. 2018. T.1. No 16. Pp. 12–33.

Информация об авторах

Кирсанов Михаил Николаевич

Национальный исследовательский университет "МЭИ", г. Москва, Россия,
доктор физико-математических наук, профессор.
E-mail: c216@ya.ru

Тиньков Дмитрий Владимирович

Национальный исследовательский университет "МЭИ", г. Москва, Россия,
аспирант.
E-mail: dv tinkov@yandex.ru

Information about authors

Kirsanov Mikhail N.

National Research University "MPEI", Moscow, Russia
doctor of physical and mathematical sciences, professor.
E-mail: c216@ya.ru

Tinkov Dmitriy V.

National Research University "MPEI", Moscow, Russia
graduate student
E-mail: dv tinkov@yandex.ru

Е.Н. КУРБАЦКИЙ¹, Е.А. ПЕСТРЯКОВА¹, С.С. ХАРИТОНОВ¹¹Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Россия

СООТНОШЕНИЯ МЕЖДУ АМПЛИТУДНЫМИ СПЕКТРАМИ ФУРЬЕ И СПЕКТРАМИ МАКСИМАЛЬНЫХ РЕАКЦИЙ (СПЕКТРАМИ ОТВЕТОВ) НА ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

Аннотация. В работе отмечается актуальность вопроса введения в практику расчетов сооружений на сейсмические воздействия методически обоснованных исходных данных – спектров реакций. В ходе работы сформулированы понятия псевдоспектров ответов в перемещениях, скоростях и ускорениях. Приведены результаты определения соотношения между амплитудными спектрами Фурье и спектрами максимальных реакций систем с демпфированием, равном нулю. Получены соотношения между спектрами Фурье и спектрами ответов для систем с вязким демпфированием, аналогичных зависимостям между спектрами Фурье и спектром ответов для недемпфированных систем (Кавасуми, 1956; Рубин, 1961; Хадсон, 1962; Дженнингс, 1972). В отличие от работы «Демпфированный спектр Фурье и спектры отклика» (Идвадия и Трифунак, 1973) в нашей работе не используется функционал Демпфированный спектр Фурье. Используется классическое преобразование Фурье.

Ключевые слова: спектры Фурье, спектры ответов, демпфированные системы, недемпфированные системы.

E.N. KURBATSKIY¹, E.A. PESTRYAKOVA¹, S.S. KHARITONOV¹¹Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia

RELATIONS BETWEEN AMPLITUDE FOURIER SPECTRA AND SPECTRA OF MAXIMUM REACTIONS (RESPONSE SPECTRA) TO EARTHQUAKES

Abstract. The paper notes the relevance of introducing into practice the calculations of structures on seismic effects of methodologically sound initial data - reaction spectra. In the course of the work, the concepts of pseudo-spectra of responses in displacements, speeds, and accelerations are formulated. The results of determining the relationship between the amplitude Fourier spectra and the spectra of the maximum reactions of systems with damping equal to zero are presented. Relations between the spectra Fourier and response spectra for systems with viscous damping are obtained, similar to the dependences between the Fourier spectra and the response spectrum for non-damped systems (Kawasumi, 1956; Rubin, 1961; Hudson, 1962; Jennings, 1972). In contrast to the work “Damped Fourier Spectrum and Response Spectra” (Idvadia and Trifunak, 1973), the functional Damped Fourier spectrum is not used in our work. The classic Fourier transform is used.

Keywords: Fourier spectra, response spectra, damped system, no damped systems.

Введение

С тех пор как сороковых годах прошлого столетия Бениофф [1] и Био [2] в 1934 году ввели концепцию спектров максимальных реакций на землетрясения, этот метод стал основным при анализе записей ускорений при землетрясениях во многих странах мира. Соотношения между максимальными спектрами реакций перемещений, скоростей и ускорений и спектрами Фурье было предметом многочисленных исследований и дискуссий.

Введение вместо спектров ответов разработчиками норм СССР и РФ не имеющих физического смысла понятий «динамических коэффициентов» практически исключило российских учёных из этих дискуссий и исследований. Была допущена серьёзная методическая

ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации были использованы динамические коэффициенты, а не спектры реакций (ответов). Что такое спектры ответов (реакций) можно точно определить. Что такое «динамические коэффициенты» – непонятно! Определения, которые даются в разных источниках, либо неверны, либо неопределённые. Использование неудачных терминов может не только усложнить понимание явления, но и привести к неправильным решениям.

Для дальнейшего изложения понадобятся такие понятия как псевдоспектры ответов в перемещениях, скоростях и ускорениях. Так как эти удобные для анализа сейсмических воздействий пока ещё не используются российскими исследователями, приведём вывод, представленный в работе Д. Е. Хадсона [3].

1 Спектры максимальных ответов (реакций) на землетрясения в перемещениях скоростях и ускорениях

Относительные перемещения для системы с одной степенью свободы при сейсмическом воздействии можно определить, используя интеграл Дюамеля

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega_d(t-\tau) e^{-\omega_n \xi(t-\tau)} d\tau \quad (1)$$

где $\ddot{u}_g(\tau)$ - ускорение колебаний грунта;

$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ - частота собственных колебаний недемпфированной системы;

$\omega_d = \omega_n \sqrt{1-\xi^2}$ - частота собственных колебаний демпфированной системы;

ξ - коэффициент относительного демпфирования.

Тогда спектр максимальных перемещений для системы с одной степенью свободы определяется выражением:

$$S_d = \left[\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega_d(t-\tau) e^{-\omega_n \xi(t-\tau)} d\tau \right]_{\max} \quad (2)$$

Выражение для определения относительной скорости может быть получено путём дифференцирования уравнение (1):

$$\begin{aligned} \dot{u}_r(t) = & -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega_d(t-\tau) e^{-\omega_n \xi(t-\tau)} d\tau + \\ & + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega_d(t-\tau) e^{-\omega_n \xi(t-\tau)} d\tau \end{aligned} \quad (3)$$

Дифференцирование уравнения (3) и не сложные алгебраические преобразования позволяют получить выражение для абсолютного ускорения массы:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_a(t) = & \frac{\omega(1-\xi^2)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega_d(t-\tau) e^{-\omega_n \xi(t-\tau)} d\tau + \\ & + 2\omega\xi \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega_d(t-\tau) e^{-\omega_n \xi(t-\tau)} d\tau \end{aligned} \quad (4)$$

Учитывая малость параметра ξ , который для строительных конструкций с даже большим демпфированием не превышает 0,2, и полагая $\sqrt{1-\xi^2} \approx 1$, получим:

$$\begin{aligned} S_d &= \left[\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega(t-\tau) e^{-\omega\xi(t-\tau)} d\tau \right]_{\max} \\ S_v &= \left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega(t-\tau) e^{-\omega\xi(t-\tau)} d\tau \right]_{\max} \\ S_a &= \left[\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega(t-\tau) e^{-\omega\xi(t-\tau)} d\tau \right]_{\max} \end{aligned} \quad (5)$$

В уравнении для скорости функция косинуса заменена на синус. Замена косинуса на синус не вносит существенных ошибок за исключением длинных периодов. Преимущество этой замены косинуса синусом состоит в том, что перемещения, скорость и ускорение могут тогда быть выражены через один и тот же интеграл.

Отсюда следует очень полезное соотношение:

$$\frac{S_a}{\omega} = S_v = \omega S_d. \quad (6)$$

Как показали многочисленные исследования, выполненные многими авторами, точные значения спектров ответов в скоростях и спектры, полученные умножением спектров ответов в перемещениях на частоту колебаний, для малых коэффициентов демпфирования практически не отличаются. Как и следовало ожидать при больших коэффициентах демпфирования (порядка 0,20) отличия могут достигать 20%.

Поскольку спектры, полученные с использованием соотношений (6) не являются в точности спектрами ответов, их принято называть псевдоспектрами и выражение (6) записывают в виде:

$$\frac{S_{pa}}{\omega} = S_{pv} = \omega S_d. \quad (7)$$

2 Метод

2.1 Соотношения между амплитудными спектрами Фурье и спектрами максимальных реакций систем с демпфированием, равном нулю

Амплитудный спектр Фурье ускорений грунта показывает распределение энергии по частотам, что представляет интерес для расчётчиков сооружений. Кстати, спектр Фурье имеет размерность скорости:

$$|\tilde{u}_r(\omega)| = \left| \int_0^T \ddot{u}_r e^{i\omega t} dt \right|.$$

Спектр откликов, определяющий реакцию сооружений на различные частоты более предпочтителен для инженеров, так как определяет основные параметры, необходимые для расчета сооружений. Естественно, учёных давно заинтересовало соотношение между спектрами Фурье и спектрами ответов. Как и следовало ожидать, существует тесная связь между выражением Фурье и спектром ответов в скоростях для систем без учёта демпфирования, т.е. при $\xi = 0$ [3] и [4].

Учитывая тот факт, что об этой связи в многочисленных и объёмных исследованиях по расчёту сооружений на сейсмические воздействия российских учёных даже не упоминается, приведём вывод соотношения между спектрами Фурье и спектрами ответов недемпфированной системы, как это представлено в работе [5].

Выражение для относительной скорости незатухающей системы может быть представлено интегралом:

$$\dot{u}_r(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega(t - \tau) d\tau, \quad (8)$$

которое может быть переписано в виде:

$$\dot{u}_r(t) = \cos \omega t \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega \tau d\tau + \sin \omega t \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega \tau d\tau. \quad (9)$$

Максимум этого выражения определяет недемпфированный спектр ответов в скоростях:

$$(S_v)_{\xi=0} = \left\{ \sqrt{\left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2} \right\}_{\max}. \quad (10)$$

Предположим, что продолжительность землетрясения равно T и максимальная реакция возникает в конце воздействия землетрясения при $t=T$. Тогда выражение (10) принимает вид:

$$(S_v)_{\xi=0} = \sqrt{\left[\int_0^T \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[\int_0^T \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2}. \quad (11)$$

Это, конечно, особый случай, так как максимальная реакция может произойти и до конца землетрясения.

Далее отметим, что спектр Фурье для финитной функции $\ddot{u}_g(t)$, отличной от нуля на интервале $0 < t < T$ будет определяться выражением:

$$F[\ddot{u}_g(t)] = \tilde{\ddot{u}}_g(\omega) = \int_0^T \ddot{u}_g(t) e^{i\omega t} dt. \quad (12)$$

Представляя экспоненту через тригонометрические функции, получим

$$\tilde{\ddot{u}}_g(\omega) = \int_0^T \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega \tau d\tau - i \int_0^T \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega \tau d\tau. \quad (13)$$

Амплитудный спектр Фурье можно представить квадратным корнем из суммы квадратов вещественной и мнимой частей $F(\omega)$:

$$|\tilde{\ddot{u}}_g(\omega)| = \sqrt{\left[\int_0^T \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[\int_0^T \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2}. \quad (14)$$

Сравнивая уравнения (11) и (14) замечаем, что спектр ответов в скоростях для недемпфированных систем совпадает с модулем преобразования Фурье, если максимум реакции на землетрясение возникает в конце землетрясения

$$(S_v)_{\xi=0} = |\tilde{u}_g(\omega)| \quad (15)$$

Естественно возникает вопрос о влиянии используемой в расчётах продолжительности акселерограмм землетрясений. Было отмечено, что хотя существуют различия, но нет существенной разницы в общей картине распределении основных частот [6,7,8].

На рисунке 1 представлена акселерограмма землетрясения, спектр Фурье и спектр ответов в скоростях для недемпфированной системы ($\xi=0$). Как и следовало ожидать, графики спектров Фурье ускорений и спектры ответов в скоростях практически не отличаются.

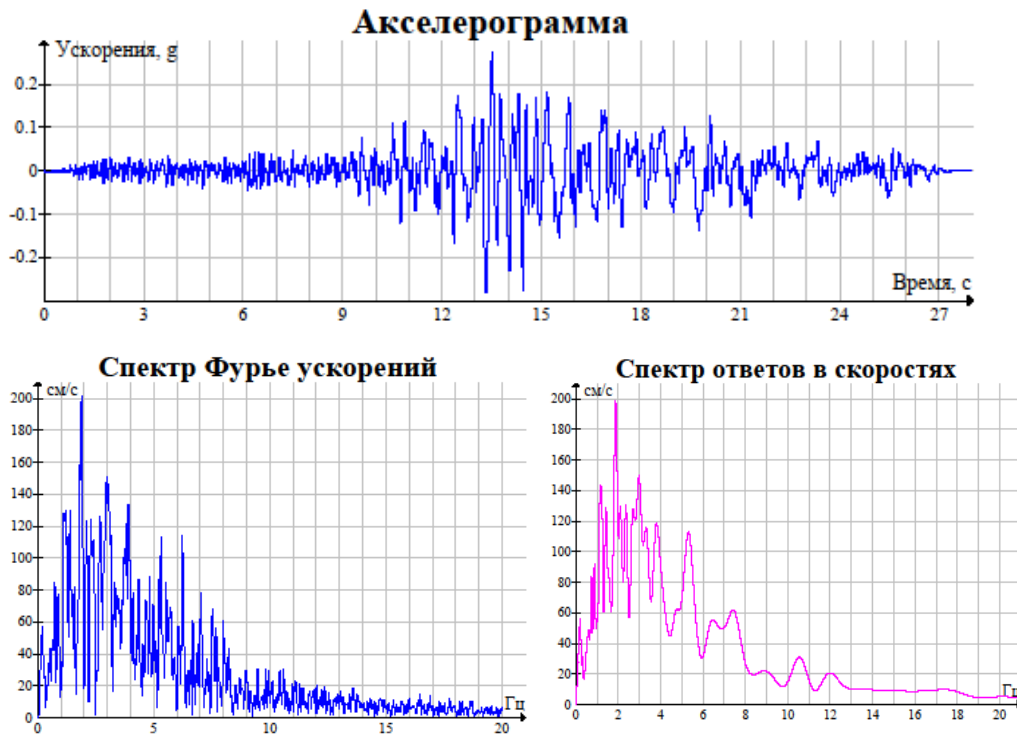


Рисунок 1 - Акселерограмма землетрясения (Калифорния 1993 г). Спектр Фурье и спектр ответов в скоростях для систем с демпфированием, равным нулю

Аналогичные соотношения можно получить для спектров Фурье скорости и спектров ответов в перемещениях. На рисунке 2 представлены графики, подтверждающие это утверждение. Доказательство приводить не будем, так оно полностью с выводом выражения (15).

Представим другой вывод равенства (15), который позже будет использоваться для систем с учётом демпфирования. Применим преобразование Фурье к уравнению вынужденных колебаний системы с одной степенью свободы без демпфирования:

$$m\ddot{u}_a(t) + ku_r(t) = 0 \Rightarrow \ddot{u}_r(t) + \omega_n^2 u_r(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (16)$$

Применив преобразование Фурье, получим:

$$\tilde{u}_r(\omega) [-\omega^2 + \omega_n^2] = -\tilde{\ddot{u}}_g(\omega) \rightarrow \tilde{u}_r(\omega) = \frac{\tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_n^2} \quad (17)$$

Используя свойство преобразования Фурье [9,10] $F[D^k f] = (-i\omega)^k F[f]$, получим выражение для изображения Фурье скорости:

$$\tilde{\dot{u}}_r(\omega) = \frac{(-i\omega)\tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_n^2} \quad (18)$$

Для определения функции относительной скорости необходимо выполнить обратное преобразование Фурье:

$$\dot{u}_r = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{i\omega \tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_n^2} e^{-i\omega t} d\omega \quad (19)$$

Для вычисления интеграла используем теорию вычетов.

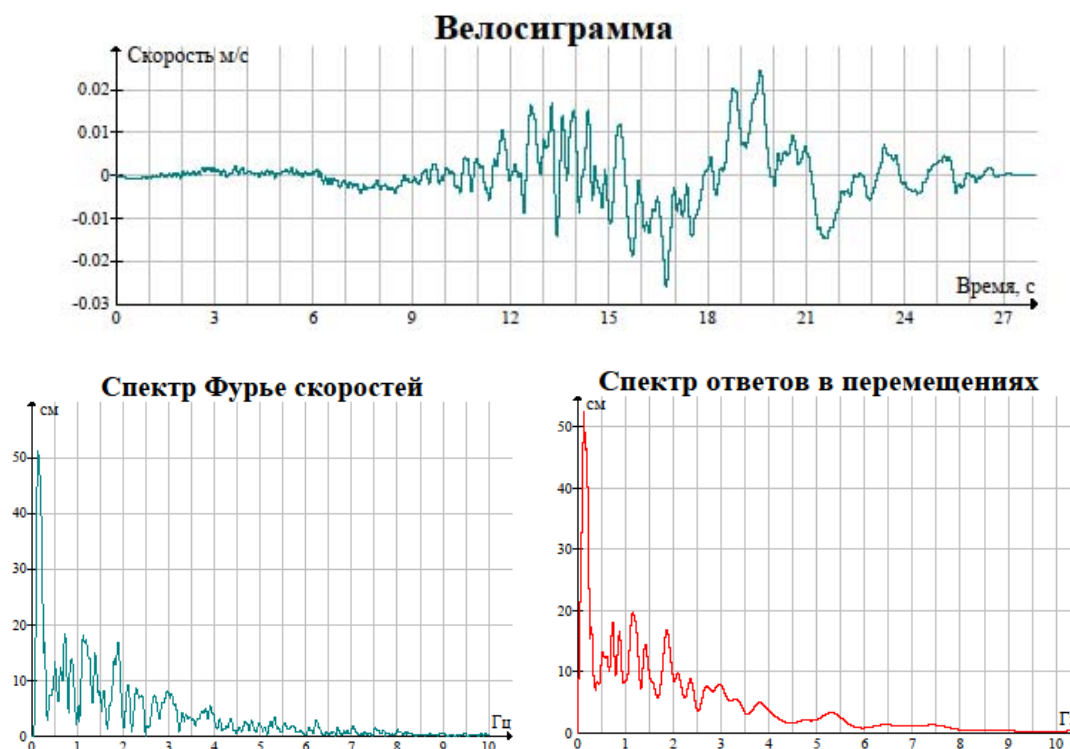


Рисунок 2 - Велосиграмма землетрясения (Калифорния 1993 г.).
Спектр Фурье функции скорости и спектр ответов в перемещениях

Функция имеет две особые точки $\omega = \pm \omega_n$, которые являются простыми полюсами.

При $t > 0$ подынтегральная функция $\frac{i\omega \tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_n^2} e^{-i\omega t}$ является аналитической функцией в нижней полуплоскости за исключением двух изолированных особых точек и равномерно стремиться к нулю при $|\omega| \rightarrow \infty$. При таких условиях формула для вычисления интеграла имеет вид:

$$\dot{u}_r(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{i\omega \tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_n^2} e^{-i\omega t} d\omega = \frac{2\pi i}{2\pi} \left[\operatorname{Res}_{\omega=\omega_n} \frac{i\omega \tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_n^2} e^{-i\omega t} + \operatorname{Res}_{\omega=-\omega_n} \frac{i\omega \tilde{\ddot{u}}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_n^2} e^{-i\omega t} \right]. \quad (20)$$

Таким образом,

$$\dot{u}_r(t) = \frac{2\pi i}{2\pi} \left\{ \left[\frac{\tilde{\ddot{u}}_g(\omega_n)}{2} e^{-i\omega_n t} - \frac{\tilde{\ddot{u}}_g(-\omega_n)}{2} e^{i\omega_n t} \right] \right\} = \tilde{\ddot{u}}_g(\omega_n) \frac{e^{i\omega_n t} - e^{-i\omega_n t}}{2}. \quad (21)$$

Для действительной функции $\ddot{u}_g(\omega_n) = \ddot{u}_g(-\omega_n)$,

$$\dot{u}_r(t) = \ddot{u}_g(\omega_n) \frac{e^{i\omega_n t} - e^{-i\omega_n t}}{2} = i\ddot{u}_g(\omega_n) \sin \omega_n t. \quad (22)$$

Тогда $|\dot{u}_r(t)|_{\max} = |\ddot{u}_g(\omega_n)|$ при $t = \frac{\pi}{2\omega_n}$

$$(S_v)_{\xi=0} = |\ddot{u}_g(\omega)|. \quad (23)$$

2.2 Соотношения между и амплитудными спектрами Фурье и спектрами максимальных реакций при неравном нулю демпфировании

В 1973 году американские учёные Удвadia Ф.Е. и Трифунак М.Д. опубликовали статью «Демпфированные спектры Фурье и спектры ответов», в которой для определения взаимосвязи между спектрами Фурье и спектрами ответов для систем с демпфированием использовали новый функционал, который назвали «Демпфированный спектр Фурье» [11]. Действительно применение нового функционала позволило установить связь аналогичную той, которая ранее была установлена для систем без демпфирования.

В настоящей работе взаимосвязь спектра Фурье и спектров ответов для систем с демпфированием (вязким сопротивлением) будет установлена с использованием классического преобразования Фурье.

Для определения взаимосвязи интеграла Фурье со спектрами ответов (максимальных реакций) демпфированной системы преобразуем исходное дифференциальное уравнение колебаний системы с одной степенью свободы при сейсмическом воздействии, определяемом ускорением грунта \ddot{u}_g

$$\ddot{u}_r + 2\xi\omega_n\dot{u}_r + \omega_n^2 u_r = -\ddot{u}_g, \quad (24)$$

где $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ - частота собственных колебаний недемпфированной системы;

ξ - относительный коэффициент демпфирования.

Введём новую функцию $U(t) = u_r(t)e^{\omega_n \xi t}$. Выполнив необходимые преобразования, приведём уравнение (24) к виду:

$$\ddot{U}(t) + \omega_d^2 U(t) = -\ddot{u}_g(t)e^{\omega_n \xi t}, \quad (25)$$

где $\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$ - частота собственных колебаний системы с относительным коэффициентом демпфирования, равном ξ . Кроме того, введем обозначения:

$$\beta = \xi / \sqrt{1 - \xi^2}; \quad \omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \text{ и } \omega_n \xi = \frac{\omega_d \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} = \beta \omega_d.$$

Учтём, что землетрясение имеет ограниченную во времени продолжительность, равную $t_{\text{кон}}$:

$$\ddot{U}(t) + \omega_d^2 U(t) = \ddot{u}_g(t)[H(t) - H(t - t_{\text{кон}})]e^{\omega_d \beta t},$$

где $H(t)$ - функция Хевисайда (функция единичного скачка).

Используя обозначение $U_g(t) = \ddot{u}_g(t)[H(t) - H(t - t_{\text{кон}})]e^{\omega_d \beta t}$, приведём уравнение (25) к виду:

$$\ddot{U}(t) + \omega_d^2 U(t) = -U_g(t). \quad (26)$$

Применив преобразование Фурье к обеим частям уравнения (26), получим

$$\tilde{U}(\omega) [-\omega^2 + \omega_d^2] = -\tilde{U}_g(\omega) \rightarrow \tilde{U}(\omega) = \frac{\tilde{U}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_d^2} \quad (27)$$

$$\text{где } \tilde{U}_g(\omega) = \int_0^T \ddot{u}_g(t) e^{\xi \omega_n t} e^{i \omega t} dt \quad (28)$$

Используя свойство преобразования Фурье $F[D^k f] = (-i\omega)^k F[f]$, получим выражение для изображения Фурье скорости:

$$\tilde{\dot{U}}(\omega) = \frac{(-i\omega) \tilde{U}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_d^2} \quad (29)$$

Функция $\tilde{U}(\omega)$ имеет две особые точки $\omega = \pm \omega_n$, которые являются простыми полюсами.

При $t > 0$ подынтегральная функция $\frac{i\omega \tilde{U}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_d^2} e^{-i\omega t}$ является аналитической функцией в нижней полуплоскости за исключением двух изолированных особых точек и равномерно стремиться к нулю при $|\omega| \rightarrow \infty$.

При таких условиях формула для вычисления интеграла имеет вид:

$$\dot{U}_r(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{i\omega \tilde{U}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_d^2} e^{-i\omega t} d\omega = \frac{1}{2\pi} \left\{ 2\pi i \left[\operatorname{Res}_{\omega=\omega_d} \frac{i\omega \tilde{U}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_d^2} e^{-i\omega t} + \operatorname{Res}_{\omega=-\omega_d} \frac{i\omega \tilde{U}_g(\omega)}{\omega^2 - \omega_d^2} e^{-i\omega t} \right] \right\} \quad (30)$$

Учитывая $\tilde{U}_g(\omega_d) = \tilde{U}_g(-\omega_d)$

$$\dot{U}_r(t) = \frac{2\pi i}{2\pi} \left\{ \left[\frac{\tilde{U}_g(\omega_d)}{2} e^{-i\omega_d t} - \frac{\tilde{U}_g(-\omega_d)}{2} e^{i\omega_d t} \right] \right\} = \tilde{U}_g(\omega_d) \frac{e^{i\omega_d t} - e^{-i\omega_d t}}{2} \quad (31)$$

Отметим, что при $\xi \neq 0$:

$$\left| \dot{U}_r(t) \right|_{\max} = \left| \tilde{U}_g(\omega_d) \right| \quad \text{при } t_k = \frac{\pi}{2\omega_d} \quad (32)$$

Учитывая выражение

$$\dot{U}(t) = \dot{u}(t) e^{\omega_n \xi t} + \omega_n \xi u(t) e^{\omega_n \xi t}, \quad (33)$$

и соотношение между спектрами ответов: $\frac{S_d}{\omega} = S_v = \omega S_a$ преобразуем выражение (32) к виду:

$$S_v(\omega, \xi) = \frac{1}{(1+\xi)e^{\omega_n \xi t_{\text{кон}}}} \left| \int_0^t \ddot{u}_g(t) e^{\omega_d \beta t} e^{\omega_d t} dt \right| \quad (34)$$

Отметим, что при выводе выражения (34) учтено, что $\xi \leq 0,2$. Тогда можно положить $\beta \approx \xi$. Кроме того, выражение (34) можно упростить, используя интегрирование по частям.

3 Результаты

Для сравнения спектров ответов в скоростях, полученных аналитическим методом и с помощью программного комплекса Nonline, были рассчитаны спектры ответов в скоростях с коэффициентами демпфирования 2,5% и 5% при воздействии землетрясения Кобе и Чи Чи. Результаты расчётов представлены на рисунках 3 и 4.

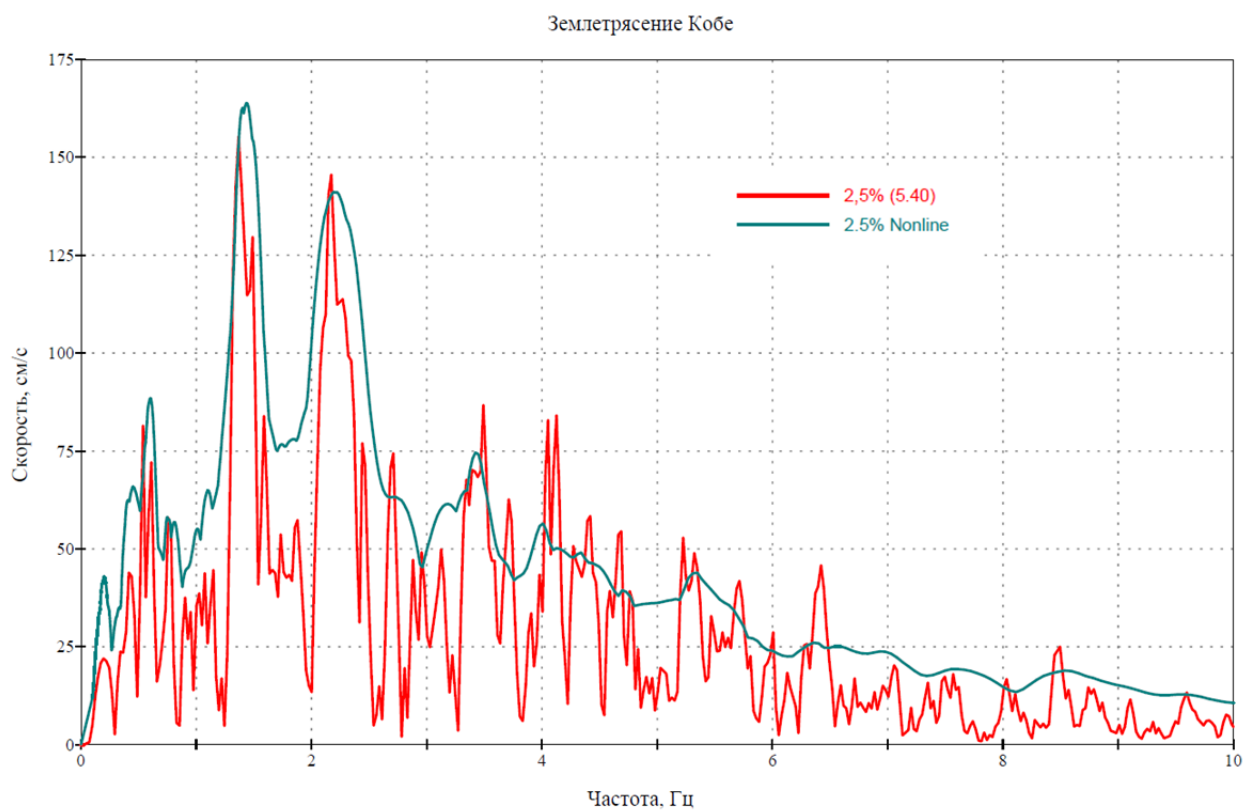


Рисунок 3 - Спектры ответов в скоростях при коэффициенте демпфирования 2,5%

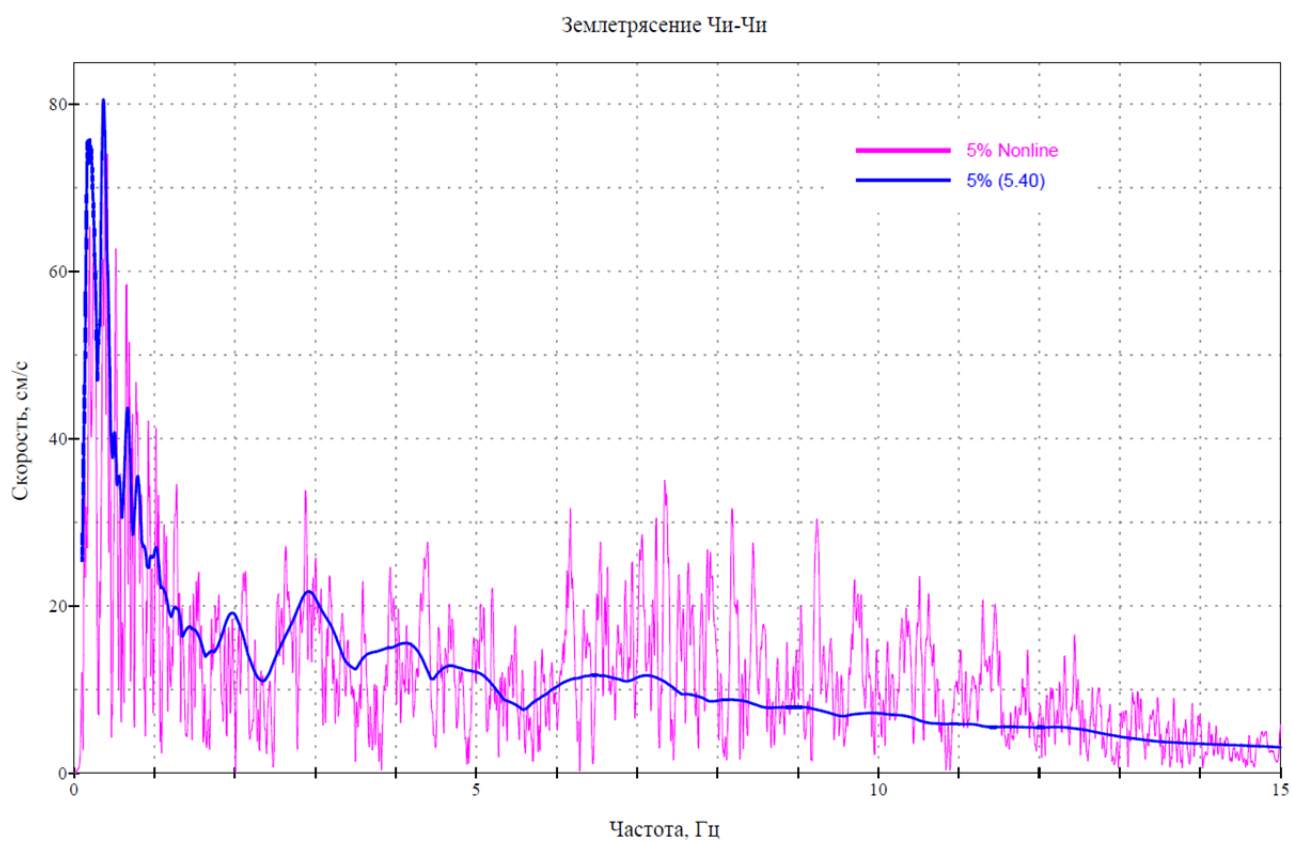


Рисунок 4 - Спектры ответов в скоростях при коэффициенте демпфирования 5%

Для построения спектров ответов использовалась приближённая формула (35), полученная из выражения (34):

$$S_v(\omega, \xi) = \frac{|F[\ddot{u}_g(t)]|}{2(1 + \xi)} \quad (35)$$

Спектры ответов, полученные с использованием приближенного выражения (35), превышают реальные спектры ответов. При малых коэффициентах демпфирования кривые практически совпадают. Для систем с большим коэффициентом демпфирования, точные значения спектров можно получить, используя выражение (34).

Выводы

Алгоритмом быстрого преобразования Фурье (Tukey, 1967), предоставил анализу Фурье неоспоримые преимущества при обработке объёмных данных, характеризующих сейсмические воздействия. Много лет назад была установлена связь между спектрами Фурье и спектрами ответов для недемпфированных систем, позволяющая быстро обрабатывать большие массивы данных. Позднее учёные Идвадия и Трифунак, (1973) распространили эту теорию на демпфированные системы, используя функционал, и понятие, которое они определили, как «Демпфированный спектр Фурье». Показали, что демпфированный спектр Фурье так же соответствует демпфированному спектру ответов, как классическое преобразование Фурье спектру ответов в скоростях при равном нулю демпфированию. В настоящей работе не используется понятие демпфированного спектра Фурье. Получены выражения для построения спектров ответов в скоростях и перемещениях для систем с отличным от нуля демпфированием.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Benioff H. The physical evaluation of seismic destructiveness // Bulletin of the Seismological Society of America. 1934. 24. Pp. 398-403.
2. Biot V.A Theory of vibration of building during earthquakes // Zeitschrift fur Angewandte Mathematic und Mechanik 1934. 14(4). Pp. 213-233
3. Hudson D.E. Response spectrum techniques in engineering seismology // Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering, Berkley, CA. 1956. 4-1. Pp. 4-12.
4. Kawasumi H. Notes on the Theory of Vibration Analyzer // Bull. Earthquake Res. Inst., Tokyo Univ. 1956. 34. Part 1.
5. Hudson D.E, Some Problems in the Application of Spectrum Techniques to Strong Motion Earthquake Analysis // Bull. Seismological Society of America. 1962. Vol. 52. No. 2, April.
6. Rubin S. Concepts in shock data analysis, Chap. 23 of Shock and Vibration Handbook (C.M. Harris and C. E. Crede, Editors), McGraw-Hill, New York, 1961.
7. Trifunac M.D. Tectonic stress and the source mechanism of the Imperial Valley, California, earthquake of 1940 // Bull. Seism. Soc. Am. 1972. Vol. 62, Pp. 1283-1302.
8. Jennings P.C. Rapid calculation of selected Fourier spectrum ordinates, Earthquake Engineering Research Laboratory, EERL 12-05, California Institute of Technology, Pasadena. 1972.
9. Гельфанд И.М., Шиллов Г.Е. Обобщённые функции и действия над ними. М.: Добросвет, 2000. 400 с.
10. Шварц Л. Математические методы для физических наук. М.: Мир, 1965. 412 с.
11. Udawadia F.E., Trifunac M.D. The Fourier Transform, Response Spectra and their relationship through the statistics of oscillator response, Earthquake Engineering Research Laboratory, EERL 73-01, California Institute of Technology, Pasadena, 1973.

REFERENCES

1. Benioff H. The physical evaluation of seismic destructiveness. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 1934. 24. P. 398-403.
2. Biot V.A Theory of vibration of building during earthquakes. *Zeitschrift fur Angewandte Mathematic und Mechanik*. 1934. 14(4). P. 213-233

3. Hudson D.E. Response spectrum techniques in engineering seismology. Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering, Berkley, CA. 1956. 4-1-4-12.
4. Kawasumi N. Notes on the Theory of Vibration Analyzer, Bull. Earthquake Res. Inst., Tokyo Univ. 34, Part 1, 1956.
5. Hudson D.E. Some Problems in the Application of Spectrum Techniques to Strong Motion Earthquake Analysis. *Bull. Seismological Society of America*. 1962. Vol. 52. No. 2, April.
6. Ru'in S. Concepts in shock data analysis, Chap. 23 of Shock and Vibration Handbook (S.M. Harris and S. E. Crede, Editors), McGraw-Hill, New York, 1961.
7. Trifunac M.D. Tectonic stress and the source mechanism of the Imperial Valley, California, earthquake of 1940. *Bull. Seism. Soc. Am.* 1972. 62, 1283-1302.
8. Jennings R.S. Rapid calculation of selected Fourier spectrum ordinates, Earthquake Engineering Research Laboratory, EERL 12-05, California Institute of Technology, Pasadena, 1972.
9. Gel'fand I.M., Shilov G.E. *Obobshchionnye funktsii i deystviya nad nimi* [Generalized functions and actions on them]. Moscow: Dobrosvet, 2000. 400 p.
10. Shvarts L. *Matematicheskie metody dlya fizicheskikh nauk* [Mathematical Methods for the Physical Sciences]. Moscow: Mir, 1965. 412 p.
11. Udvardi F.E., Trifunac M.D. The Fourier Transform, Response Spectra and their relationship through the statistics of oscillator response, Earthquake Engineering Research Laboratory, EERL 73-01, California Institute of Technology, Pasadena, 1973.

Информация об авторах

Курбацкий Евгений Николаевич

Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Россия,
профессор кафедры «Мосты и тоннели».
E-mail: usd.miit@gmail.com

Пестрякова Екатерина Алексеевна

Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Россия,
старший преподаватель кафедры «Мосты и тоннели»
E-mail: usd.miit@gmail.com

Харитонов Сергей Сергеевич

Российский университет транспорта (МИИТ), г. Москва, Россия,
аспирант кафедры «Мосты и тоннели».
E-mail: mr.kharitonov.94@mail.ru

Information about authors

Kurbatskiy Evgeniy N.

Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia,
professor at the Bridges and Tunnels Department.
Email: usd.miit@gmail.com

Pestryakova Ekaterina A.

Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia,
senior Lecturer at the Bridges and Tunnels Department.
Email: usd.miit@gmail.com

Kharitonov Sergey S.

Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia,
postgraduate student of the department "Bridges and tunnels".
E-mail: mr.kharitonov.94@mail.ru

О.В. РАДАЙКИН¹¹ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», г. Казань, Россия

ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ ПРИ КОСОМ ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Аннотация. Изучение литературы показало отсутствие подробного алгоритма расчёта прочности железобетонных элементов прямоугольного профиля при косом внецентренном сжатии с применением нелинейной деформационной модели. Восполнить этот пробел призвана данная статья, в которой такой алгоритм представлен. Особенность предложенной методики заключается в том, что для каждой компоненты железобетонного сечения (бетонной площадки, арматурного стержня) вводится локальная система координат с началом отчёта, расположенном на нейтральной оси сечения. Это позволяет на этой оси приравнять продольные деформации нулю, $\varepsilon_0=0$, и значительно упростить расчётные формулы для определения кривизны и других параметров. Выполнено сравнение результатов расчёта разрушающей нагрузки N_{ult} по методике с экспериментальными данными, приведёнными в работе М.С. Торьяника. Сравнение выполнено для 7 коротких образцов, отличающихся размерами поперечного сечения, армированием, классом бетона, эксцентриситетом приложения нагрузки. Установлена близость результатов, отличие составляет от -6,8 до +6,1 %, что можно считать приемлемым, поэтому предложенная методика рекомендуется для внедрения в нормы проектирования.

Ключевые слова: железобетон, нелинейная деформационная модель, косое внецентренное сжатие, прочность, методика.

O.V. RADAYKIN¹¹Kazan state University of architecture and construction, Kazan, Russia

STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS OF A RECTANGULAR PROFILE UNDER OBLIQUE OUT-OF-CENTER COMPRESSION USING A NONLINEAR DEFORMATION MODEL

Abstract. The study of the literature showed the absence of a detailed algorithm for calculating the strength of reinforced concrete elements of a rectangular profile under oblique out-of-center compression using a nonlinear deformation model. This article, which presents such an algorithm, is intended to fill this gap. The peculiarity of the proposed method is that a local coordinate system is introduced for each component of the reinforced concrete section (concrete platform, reinforcing bar) with the beginning of the report located on the neutral axis of the section. This makes it possible to equate the longitudinal deformations to zero, $\varepsilon_0=0$, on this axis, and significantly simplify the formulas for determining the curvature and other parameters. The results of calculating the destructive load of N_{ult} using the method are compared with the experimental data presented in the work of M. S. Toryanik. The comparison was made for 7 short samples that differ in cross-section size, reinforcement, concrete class, and load application eccentricity. The similarity of the results is established, the difference is from -6.8 to +6.1 %, which can be considered acceptable, so the proposed method is recommended for implementation in the design standards.

Keywords: keyword 1, keyword 2, keyword 3, keyword 4, keyword 5.

Введение

К настоящему моменту нелинейная деформационная модель железобетонного сечения прочно вошла в арсенал инженеров-проектировщиков благодаря своей простоте, универсальности и возможности самостоятельно автоматизировать расчёты с её использованием. Тем не менее, что в нормативной [1], что в научно-технической литературе [2]-[5] и др., работы, где подробно описывались бы алгоритмы расчёта железобетонных

элементов с применением этой модели, практически отсутствуют. При этом существующие вычислительные комплексы, реализующие положения модели, такие как *NormCAD*, *Midas GSD* др., имеют в своей основе закрытые программные коды, что обусловлено коммерческой тайной разработчиков. В качестве исключения можно назвать лишь некоторые немногочисленные публикации [6]-[10], где в разной степени детальности расчётные алгоритмы рассматриваются, но для частных наиболее простых случаев напряжённо-деформированного состояния стержневых железобетонных элементов. Для случая косо внецентренного сжатия подробные алгоритмы не обнаружены. Единственным найденным исключением для примера сталефибробетонных колонн является диссертационное исследование [11], результаты которого могут быть распространены и на обычный железобетон при учёте его особенностей. Тем не менее, реализовать предлагаемые и в этой, и в других рассмотренных работах алгоритмы непосредственно в программных комплексах без дополнительной проработки промежуточных этапов расчёта не представляется возможным. Восполнить этот пробел призвана данная статья.

Модели и методы

Алгоритм расчёта прочности косо внецентренно нагруженного короткого элемента (с гибкостью $\lambda < 14$) прямоугольного сечения в данной статье строится на общих положениях нелинейной деформационной модели, изложенных в [1], с учётом диаграмм, предложенных в [12]-[13] и [14]. Их реализация выполнена в ПК «*MathCAD 15.0*».

Результаты исследования и их анализ

Алгоритм представлен в таблице 1. Расчётная схема короткого железобетонного элемента при косом внецентренном сжатии показана на рисунке 1. Особенность этой расчётной схемы заключается в том, что для каждой компоненты железобетонного сечения (бетонной площадки, арматурного стержня) вводится локальная система координат с началом отчёта, расположенном на нейтральной оси сечения. Это позволяет на этой оси приравнять продольные деформации нулю, $\varepsilon_0 = 0$, и значительно упростить расчётные формулы для определения кривизны и других параметров.

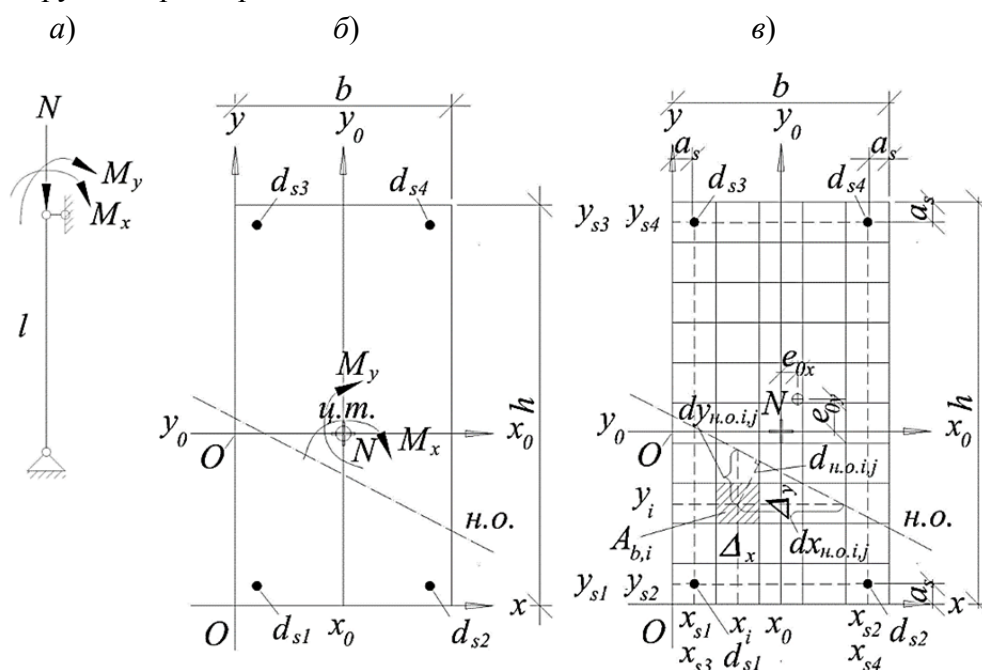


Рисунок 1 – Расчётная схема короткого железобетонного элемента при косом внецентренном сжатии:
 а – расчётная схема короткой стойки (элемента); б – схема усилий в поперечном сечении;
 в – расчётная схема поперечного сечения элемента для построения нелинейной деформированной модели
 (напряжения и деформации условно не показаны)

Таблица 1 – Обобщенный алгоритм расчета прочности железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии с применением нелинейной деформационной модели

№ п/п	Описание этапа	Основные расчетные выражения и величины
1	2	3
Исходные данные		
1.	Геометрические, физические и силовые параметры.	$b, h, a_s, d_{s1}, d_{s2}, d_{s3}, d_{s4}$, кл. B , кл. A, N, e_{0x}, e_{0y} .
2.	Диаграммы деформирования материалов: для арматуры – двухлинейная Прандтля, для бетона – криволинейная [12]-[13] либо [14].	« σ_b - ε_b », « σ_{bt} - ε_{bt} », « σ_s - ε_s », « σ_{sc} - ε_{sc} ».
Этап I. Первое приближение		
3.	Задать начальное положение декартовой системы координат Ox_0y_0 с началом в левом нижнем углу сечения элемента. Сечение разбить по высоте и ширине на элементарные площадки с размерами $\Delta_x \times \Delta_y$. С центральными осями Ox_0y_0 приведённого сечения связать точку приложения сжимающей силы N .	$n \geq 10, m \geq 10, \Delta_x = \frac{b}{m}, \Delta_y = \frac{h}{n}$.
4.	Для каждой площадки определить её координаты $x_{i,j}$ и $y_{i,j}$. Составить расчетную схему сечения.	$x_{i,j} = \Delta_x(j+0,5), y_{i,j} = \Delta_y(i+0,5), i \in [0; n-1], j \in [0; m-1]$.
5.	Начальное приближение кривизн.	$\chi_x = \frac{1}{\rho_x} = R_b \frac{bh^2}{6E_b} e_{0y}, \chi_y = \frac{1}{\rho_y} = R_b \frac{hb^2}{6E_b} e_{0x}, \chi_0 = \sqrt{\chi_x^2 + \chi_y^2}$.
6.	Начальное приближение радиусов инерции сечения.	$i_x = \frac{b}{\sqrt{12}}, i_y = \frac{h}{\sqrt{12}}$.
7.	Начальное приближение координат ц.т. приведённого сечения.	$x_0 = \frac{b}{2}, y_0 = \frac{h}{2}$.
8.	Начальное положение нейтральной оси.	$x_{n.o.i,j} = x_0 - \frac{i_y^2}{e_{0x}} \left[1 + \frac{e_{0y}(y_{i,j} - y_0)}{i_x^2} \right], y_{n.o.i,j} = y_0 - \frac{i_x^2}{e_{0y}} \left[1 + \frac{e_{0x}(x_{i,j} - x_0)}{i_y^2} \right],$ $x_{n.o.s1} = x_0 - \frac{i_y^2}{e_{0x}} \left[1 + \frac{e_{0y}(a_s - y_0)}{i_x^2} \right], y_{n.o.s1} = y_0 - \frac{i_x^2}{e_{0y}} \left[1 + \frac{e_{0x}(a_s - x_0)}{i_y^2} \right],$ $x_{n.o.s2} = x_{n.o.s1}, y_{n.o.s2} = y_0 - \frac{i_x^2}{e_{0y}} \left[1 + \frac{e_{0x}(b - a_s - x_0)}{i_y^2} \right],$ $x_{n.o.s3} = x_0 - \frac{i_y^2}{e_{0x}} \left[1 + \frac{e_{0y}(h - a_s - y_0)}{i_x^2} \right], y_{n.o.s3} = y_{n.o.s1}, x_{n.o.s4} = x_{n.o.s3},$ $y_{n.o.s4} = y_{n.o.s2}.$
9.	Расстояния от каждой точки железобетонного сечения до нейтральной оси.	$dx_{n.o.i,j} = x_{n.o.i,j} - x_{i,j}, dy_{n.o.i,j} = y_{n.o.i,j} - y_{i,j}, d_{n.o.i,j} = \frac{ dx_{n.o.i,j} dy_{n.o.i,j} }{\sqrt{(dx_{n.o.i,j})^2 + (dy_{n.o.i,j})^2}};$ $dx_{n.o.s1} = x_{n.o.s1} - a_s, dy_{n.o.s1} = y_{n.o.s1} - a_s, dx_{n.o.s2} = x_{n.o.s2} - (b - a_s),$ $dy_{n.o.s2} = y_{n.o.s2} - a_s, dx_{n.o.s3} = x_{n.o.s3} - a_s, dy_{n.o.s3} = y_{n.o.s3} - (h - a_s),$ $dx_{n.o.s4} = x_{n.o.s4} - (b - a_s),$

Продолжение таблицы 1

1	2	3
		$dy_{n.o.s.4} = y_{n.o.s.4} - (h - a_s), d_{n.o.s.l} = \frac{ dx_{n.o.s.l} dy_{n.o.s.l} }{\sqrt{(dx_{n.o.s.l})^2 + (dy_{n.o.s.l})^2}}, l=1,2,3,4.$
10.	Задаться числом итераций (последовательных приближений) расчета – рекомендовано не менее 20.	$p \geq 20, k \in [0; p-1].$
Этап II. Последовательные приближения		
11.	Используя гипотезу плоских сечений, вычислить относительные деформации в бетоне и арматуре.	$\varepsilon_{i,j} = k \chi_0 d_{n.o.i,j} + \varepsilon_0, \varepsilon_0 = 0,$ <p>где $k = +1$, если $e_{0x} \geq 0 \cup e_{0y} \geq 0 \cup dx_{n.o.i,j} \geq 0$; $k = -1$, если $e_{0x} \geq 0 \cup e_{0y} \geq 0 \cup dx_{n.o.i,j} < 0$; $k = +1$, если $e_{0x} \geq 0 \cup e_{0y} < 0 \cup dx_{n.o.i,j} \geq 0$; $k = -1$, если $e_{0x} \geq 0 \cup e_{0y} < 0 \cup dx_{n.o.i,j} < 0$; $k = -1$, если $e_{0x} < 0 \cup e_{0y} < 0 \cup dx_{n.o.i,j} \geq 0$; $k = +1$, если $e_{0x} < 0 \cup e_{0y} < 0 \cup dx_{n.o.i,j} < 0$; $k = -1$, если $e_{0x} < 0 \cup e_{0y} \geq 0 \cup dx_{n.o.i,j} < 0$.</p> $\varepsilon_{s,l} = k \chi_0 d_{n.o.s,l} + \varepsilon_0, \varepsilon_0 = 0, l=1,2,3,4,$ <p>где $k = +1$, если $e_{0x} \geq 0 \cup e_{0y} \geq 0 \cup dx_{n.o.s,l} \geq 0$; $k = -1$, если $e_{0x} \geq 0 \cup e_{0y} \geq 0 \cup dx_{n.o.s,l} < 0$; $k = +1$, если $e_{0x} \geq 0 \cup e_{0y} < 0 \cup dx_{n.o.s,l} \geq 0$; $k = -1$, если $e_{0x} \geq 0 \cup e_{0y} < 0 \cup dx_{n.o.s,l} < 0$; $k = -1$, если $e_{0x} < 0 \cup e_{0y} < 0 \cup dx_{n.o.s,l} \geq 0$; $k = +1$, если $e_{0x} < 0 \cup e_{0y} < 0 \cup dx_{n.o.s,l} < 0$; $k = -1$, если $e_{0x} < 0 \cup e_{0y} \geq 0 \cup dx_{n.o.s,l} < 0$.</p>
12.	По диаграммам деформирования « $\sigma_b - \varepsilon_b$ », « $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ », « $\sigma_s - \varepsilon_s$ », « $\sigma_{sc} - \varepsilon_{sc}$ » вычислить соответствующие напряжения в бетоне и арматуре.	$\sigma_{i,j}, \sigma_{s,l}, l=1,2,3,4.$
13.	Коэффициент, учитывающий совместную работу растянутого бетона и арматуры на участке между трещинами.	$\psi_{s,l} = \begin{cases} \max \left[\min \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,l} \varepsilon_{bt2} }{\sigma_{s,l} \varepsilon_{s,j} }; 1,0 \right); 0,2 \right], & \text{если } \varepsilon_{s,l} > \varepsilon_{bt2} \\ 1,0, & \text{если } \varepsilon_{s,l} \leq \varepsilon_{bt2} \end{cases}, l=1,2,3,4.$
14.	Вычислить секущие модули деформаций бетона и арматуры.	$E_{b,i,j}^{sec} = \frac{\sigma_{b,i,j}}{\varepsilon_{i,j}}, \text{ (если } \varepsilon_{i,j} > \varepsilon_{bt2}, \text{ то } E_{b,i,j}^{sec} = 0), E_{sred,l}^{sec} = \frac{\sigma_{s,l}}{\psi_{s,l} \varepsilon_{s,l}}, l=1,2,3,4.$
15.	Площадь элементарных бетонных площадок.	$\{ \Delta A_{b,i,j} = \Delta_x \Delta_y, \text{ если } E_{b,i,j}^{sec} > 0; \Delta A_{b,i,j} = 0, \text{ если } E_{b,i,j}^{sec} \leq 0. \}$
16.	Статический момент элементарных бетонных площадок относительно заданных осей координат Oxy .	$\begin{cases} \Delta S_{bx,i,j} = \Delta_x \Delta_y y_{i,j}, & \text{если } E_{b,i,j}^{sec} > 0; \Delta S_{bx,i,j} = 0, \text{ если } E_{b,i,j}^{sec} \leq 0 \\ \Delta S_{by,i,j} = \Delta_x \Delta_y x_{i,j}, & \text{если } E_{b,i,j}^{sec} > 0; \Delta S_{by,i,j} = 0, \text{ если } E_{b,i,j}^{sec} \leq 0 \end{cases}$
17.	Момент инерции элементарных бетонных площадок относительно центральных осей координат $O'x_0y_0$ приведённого сечения.	$\begin{cases} \Delta I_{bx0,i,j} = \Delta_x \Delta_y (y_{i,j} - y_0)^2, & \text{если } E_{b,i,j}^{sec} > 0; \Delta I_{bx0,i,j} = 0, \text{ если } E_{b,i,j}^{sec} \leq 0 \\ \Delta I_{by0,i,j} = \Delta_x \Delta_y (x_{i,j} - x_0)^2, & \text{если } E_{b,i,j}^{sec} > 0; \Delta I_{by0,i,j} = 0, \text{ если } E_{b,i,j}^{sec} \leq 0 \end{cases}$
18.	Площадь бетонного сечения за вычетом трещины.	$A_b = \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{m-1} \Delta A_{b,i,j}.$

Продолжение таблицы 1

1	2	3
19.	Статический момент бетонного сечения относительно заданных осей координат Ox за вычетом трещины.	$S_{bx} = \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{m-1} \Delta S_{bx,i,j}$, $S_{by} = \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{m-1} \Delta S_{by,i,j}$.
20.	Момент инерции бетонного сечения относительно центральных осей координат $O'x_0y_0$ приведённого сечения.	$I_{bx0} = \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{m-1} \Delta I_{bx,i,j}$, $I_{by0} = \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{m-1} \Delta I_{by,i,j}$.
21.	Осреднённый секущий модуль деформаций всего бетонного сечения.	$E_{bred}^{\text{sec}} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{m-1} E_{b,i,j}^{\text{sec}}}{nm}$.
22.	Площадь приведённого сечения за вычетом трещины.	$A_{red} = A_b + \frac{\sum_{l=1}^4 E_{sred,l}^{\text{sec}} A_{s,l}}{E_{bred}^{\text{sec}}}$.
23.	Статический момент приведённого сечения относительно заданных осей координат Ox за вычетом трещины.	$S_{redx} = S_{bx} + \frac{(E_{sred,1}^{\text{sec}} A_{s1} + E_{sred,2}^{\text{sec}} A_{s2}) a_s + (E_{sred,3}^{\text{sec}} A_{s3} + E_{sred,4}^{\text{sec}} A_{s4})(h - a_s)}{E_{bred}^{\text{sec}}}$, $S_{redy} = S_{by} + \frac{(E_{sred,1}^{\text{sec}} A_{s1} + E_{sred,2}^{\text{sec}} A_{s2}) a_s + (E_{sred,3}^{\text{sec}} A_{s3} + E_{sred,4}^{\text{sec}} A_{s4})(b - a_s)}{E_{bred}^{\text{sec}}}$.
24.	Уточнить координаты центра тяжести приведенного сечения и положением нейтральной оси.	$x_0 = \frac{S_{redy}}{A_{red}}$, $y_0 = \frac{S_{redx}}{A_{red}}$.
25.	Момент инерции приведённого сечения относительно центральных осей координат $O'x_0y_0$ приведённого сечения.	$I_{redx0} = I_{bx0} + \frac{(E_{sred,1}^{\text{sec}} A_{s1} + E_{sred,2}^{\text{sec}} A_{s2})(a_s - y_0)^2 + (E_{sred,3}^{\text{sec}} A_{s3} + E_{sred,4}^{\text{sec}} A_{s4})[(h - a_s) - y_0]^2}{E_{bred}^{\text{sec}}}$, $I_{redy0} = I_{by0} + \frac{(E_{sred,1}^{\text{sec}} A_{s1} + E_{sred,3}^{\text{sec}} A_{s3})(a_s - y_0)^2 + (E_{sred,2}^{\text{sec}} A_{s2} + E_{sred,4}^{\text{sec}} A_{s4})[(b - a_s) - x_0]^2}{E_{bred}^{\text{sec}}}$.
26.	Радиусы инерции приведённого сечения.	$i_{redx} = \sqrt{\frac{I_{redx0}}{A_{red}}}$, $i_{redy} = \sqrt{\frac{I_{redy0}}{A_{red}}}$.
27.	Уточнить положение нейтральной оси.	$x_{h.o.i,j} = x_0 - \frac{i_{redy}^2}{e_{0x}} \left[1 + \frac{e_{0y}(y_{i,j} - y_0)}{i_{redx}^2} \right]$, $y_{h.o.i,j} = y_0 - \frac{i_{redx}^2}{e_{0y}} \left[1 + \frac{e_{0x}(x_{i,j} - x_0)}{i_{redy}^2} \right]$, $x_{h.o.s1} = x_0 - \frac{i_{redy}^2}{e_{0x}} \left[1 + \frac{e_{0y}(a_s - y_0)}{i_{redx}^2} \right]$, $y_{h.o.s1} = y_0 - \frac{i_{redx}^2}{e_{0y}} \left[1 + \frac{e_{0x}(a_s - x_0)}{i_{redy}^2} \right]$, $x_{h.o.s2} = x_{h.o.s1}$, $y_{h.o.s2} = y_0 - \frac{i_{redx}^2}{e_{0y}} \left[1 + \frac{e_{0x}(b - a_s - x_0)}{i_{redy}^2} \right]$, $x_{h.o.s3} = x_0 - \frac{i_{redy}^2}{e_{0x}} \left[1 + \frac{e_{0y}(h - a_s - y_0)}{i_{redx}^2} \right]$, $y_{h.o.s3} = y_{h.o.s1}$, $x_{h.o.s4} = x_{h.o.s3}$, $y_{h.o.s4} = y_{h.o.s2}$.
28.	Уточнить расстояния от каждой точки железобетонного сечения до нейтральной оси.	$dx_{h.o.i,j} = x_{h.o.i,j} - x_{i,j}$, $dy_{h.o.i,j} = y_{h.o.i,j} - y_{i,j}$, $d_{h.o.i,j} = \frac{ dx_{h.o.i,j} dy_{h.o.i,j} }{\sqrt{(dx_{h.o.i,j})^2 + (dy_{h.o.i,j})^2}}$; $dx_{h.o.s1} = x_{h.o.s1} - a_s$, $dy_{h.o.s1} = y_{h.o.s1} - a_s$, $dx_{h.o.s2} = x_{h.o.s2} - (b - a_s)$, $dy_{h.o.s2} = y_{h.o.s2} - a_s$, $dx_{h.o.s3} = x_{h.o.s3} - a_s$, $dy_{h.o.s3} = y_{h.o.s3} - (h - a_s)$, $dx_{h.o.s4} = x_{h.o.s4} - (b - a_s)$, $dy_{h.o.s4} = y_{h.o.s4} - (h - a_s)$, $d_{h.o.s,l} = \frac{ dx_{h.o.s,l} dy_{h.o.s,l} }{\sqrt{(dx_{h.o.s,l})^2 + (dy_{h.o.s,l})^2}}$, $l=1,2,3,4$.

Окончание таблицы 1

1	2	3
29.	Определить относительные деформации для наиболее сжатой бетонной площадки, её идентификация.	$\varepsilon_b^{\min} = \min(\varepsilon_{i,j}) = \varepsilon_{i_b, j_b}, i=i_b, j=j_b; x_b^{\min} = x_{i_b, j_b}; y_b^{\min} = y_{i_b, j_b}.$
30.	Координаты нейтральной оси для наиболее сжатой бетонной площадки.	$x_{h.o.b}^{\min} = x_0 - \frac{i_{redy}^2}{e_{0x}} \left[1 + \frac{e_{0y}(y_b - y_0)}{i_{redx}^2} \right], y_{h.o.b}^{\min} = y_0 - \frac{i_{redx}^2}{e_{0y}} \left[1 + \frac{e_{0x}(x_b - x_0)}{i_{redy}^2} \right].$
31.	Расстояние от наиболее сжатой бетонной площадки до нейтральной оси.	$d_{h.o.b}^{\min} = \frac{ x_{h.o.b}^{\min} - x_b^{\min} y_{h.o.b}^{\min} - y_b^{\min} }{\sqrt{(x_{h.o.b}^{\min} - x_b^{\min})^2 + (y_{h.o.b}^{\min} - y_b^{\min})^2}}$
32.	Определить относительные деформации для наиболее растянутого и наиболее сжатого арматурного стержня, его идентифицировать.	$\varepsilon_s^{\max} = \max(\varepsilon_{s,l}), l=1,2,3,4 \rightarrow l_{\max}, \varepsilon_s^{\min} = \min(\varepsilon_{s,l}), l=1,2,3,4 \rightarrow l_{\min}.$
33.	Координаты нейтральной оси для наиболее растянутого и наиболее сжатого арматурного стержня.	$x_{h.o.s}^{\max} = x_{h.o.s, l_{\max}}, y_{h.o.s}^{\max} = y_{h.o.s, l_{\max}}; x_{h.o.s}^{\min} = x_{h.o.s, l_{\min}}, y_{h.o.s}^{\min} = y_{h.o.s, l_{\min}}.$
34.	Расстояние от наиболее растянутого и наиболее сжатого арматурного стержня до нейтральной оси.	$d_{h.o.s}^{\max} = \frac{ x_{h.o.s}^{\max} - x_s^{\max} y_{h.o.s}^{\max} - y_s^{\max} }{\sqrt{(x_{h.o.s}^{\max} - x_s^{\max})^2 + (y_{h.o.s}^{\max} - y_s^{\max})^2}}, d_{h.o.s}^{\min} = \frac{ x_{h.o.s}^{\min} - x_s^{\min} y_{h.o.s}^{\min} - y_s^{\min} }{\sqrt{(x_{h.o.s}^{\min} - x_s^{\min})^2 + (y_{h.o.s}^{\min} - y_s^{\min})^2}}.$
35.	Вклад каждой компоненты сечения в кривизну.	$\chi_{0b}^{\min} = \frac{\varepsilon_{b2}}{d_{h.o.b}^{\min}}, \chi_{0s}^{\max} = \frac{\varepsilon_{s2}}{d_{h.o.s}^{\max}}, \chi_{0s}^{\min} = \frac{\varepsilon_{s2}}{d_{h.o.s}^{\min}}.$
36.	Обобщённая кривизна сечения.	$\chi_0 = \min(\chi_{0b}^{\min}, \chi_{0s}^{\max}, \chi_{0s}^{\min}).$
Этап III. Проверка сходимости итерационного процесса		
37.	В случае если среднеквадратичная относительная разница кривизн, полученных на данной и предыдущей итерациях, превышает 5 %, то расчет повторяют с п. 11.	$\sqrt{\frac{1}{2} \left\{ \left[\frac{(\chi_0)_k - (\chi_0)_{k-1}}{(\chi_0)_k} \right]^2 + \left[\frac{(\chi_0)_k - (\chi_0)_{k-1}}{(\chi_0)_k} \right]^2 \right\}} \cdot 100\% < 5\%.$
Этап IV. Конечный результат		
38.	Предельная продольная сила, приложенная в центре тяжести приведённого сечения.	$N_{ult} = \Delta_x \Delta_y \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{m-1} \sigma_{i,j} + \sum_{l=1}^4 \sigma_{s,l} A_{s,l} \text{ или } N_{ult} = \chi_0 \left[\Delta_x \Delta_y \sum_{i=0}^{n-1} \sum_{j=0}^{m-1} E_{i,j}^{\text{sec}} dx_{h.o.i,j} + \sum_{l=1}^4 E_{s,l}^{\text{sec}} A_{s,l} d_{h.o.s,l} \right].$
39.	Компоненты предельного момента.	$M_{ultx} = N_{ult} e_{0x}, M_{ulty} = N_{ult} e_{0y}, M_{ult} = \sqrt{M_{ultx}^2 + M_{ulty}^2}$
Этап V. Проверка		
40.	Проверка прочности нормального сечения. Если проверка не выполняется, то следует поменять исходные данные п. 1, пересчитать задачу и получить оптимальное конструирование.	$N \leq N_{ult}.$

Для верификации предложенного алгоритма воспользуемся экспериментальными данными, приведёнными в работе М.С. Торьяника [15]. Сравнение выполнено в таблице 2.

Таблица 2 – Сопоставление результатов расчёта с опытами

Марка образца	Размеры сечения, мм		Армирование, мм ²		Марка бетона, кг/см ³	Предел текучести стали, МПа	Эксцентриситет, мм		Несущая способность, кН		$\frac{N_{ult}^{exp} - N_{ult}^{th}}{N_{ult}^{exp}} \cdot 100\%$
	h	b	$A_{s1}+A_{s2}$	$A_{s3}+A_{s4}$			e_{0x}	e_{0y}	N_{ult}^{exp}	N_{ult}^{th}	
ПК-1	336	215	308	308	191	351	47	130	420	448	-6,8 %
ПК-2	330	210	491	154	249	355	36	100	720	733	-1,8 %
ПК-3	320	215	491	154	294	353	29	80	980	1018	-3,9 %
ПК-4	331	215	491	154	261	350	51	140	560	526	+6,1 %
ПК-5	327	215	491	154	282	351	58	160	490	502	-2,4 %
ПК-6	330	213	491	154	274	346	47	130	620	612	+1,3 %
ПК-7	329	223	491	154	259	347	47	130	620	615	+0,8 %

Выводы

1. Разработан подробный алгоритм итерационной методики расчёта прочности железобетонных элементов прямоугольного профиля при косом внецентренном сжатии с применением нелинейной деформационной модели. По всей видимости, в такой степени детальности алгоритм представлен впервые.

2. Особенность предложенной методики заключается в том, что для каждой компоненты железобетонного сечения (бетонной площадки, арматурного стержня) вводится локальная система координат с началом отчёта, расположенном на нейтральной оси сечения. Это позволяет на этой оси приравнять продольные деформации нулю, $\epsilon_0=0$, и значительно упростить расчётные формулы для определения кривизны и других параметров.

3. Выполнено сравнение результатов расчёта разрушающей нагрузки N_{ult} по методике с экспериментальными данными, приведёнными в работе М.С. Торьяника [15]. Сравнение выполнено для 7 коротких образцов, отличающихся размерами поперечного сечения, армированием, классом бетона, эксцентриситетом приложения нагрузки. Установлена близость результатов, отличие составляет от -6,8 до +6,1 %, что можно считать приемлемым, поэтому предложенная методика рекомендуется для внедрения в нормы проектирования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. 2012. 128 с.
2. Шапиро Д.М., Тарасов А.А. Деформационный нелинейный расчет внецентренно сжатых железобетонных конструкций // Научный журнал строительства и архитектуры. 2018. №1(49). С. 109-120.
3. Клементьев А.О., Смердов Д.Н. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием металлической и полимерной композиционной арматурой, с использованием нелинейной деформационной модели материалов // Интернет-журнал «Наукоедение». 2017. Том 9. №1. <http://naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf>.
4. Семёнов Д.А. Прочность железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии // Вестник гражданских инженеров. 2015. №5(52). С. 76-84.
5. Симбиркин В.Н., Матовский В.В. К расчёту напряжённо-деформированного состояния и прочности элементов железобетонных конструкций по нормальным сечениям // Строительная механика и расчёт сооружений. 2010 №4. С. 2.0-26.
6. Ерышев В.А. Численные методы расчета прочности железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели с использованием диаграмм деформирования материалов // Вестник НГИЭИ. 2018. №6 (85). С. 18-26.
7. Опбул Э. К., Фан Ван Фук, Дмитриев Д.А. Практический расчет изгибаемых элементов с использованием нелинейной деформационной модели на примере типового ригеля РГД 4.56-90 // Вестник гражданских инженеров. – СПб: Изд. СПбГАСУ. 2018. №5(70). С. 58-67.

8. Соколов Б.С., Радайкин О.В. К построению единой методики расчёта прочности, жёсткости и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов с учётом совместного действия изгибающих моментов и перерезывающих сил с применением нелинейной деформационной модели // Фундаментальные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли российской Федерации в 2014 году: сб. научн. трудов РААСН. 2015. С. 589-597.
9. Соколов Б.С., Радайкин О.В. К расчёту прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учётом совместного действия изгибающих моментов и перерезывающих сил с использованием нелинейной деформационной модели // Известия КГАСУ. 2014. № 4. С. 37.
10. П 1-98 к СНиП 2.03.01-84* Усиление железобетонных конструкций. Минск, 1999. 209 с.
11. Евдокимова Т.С. Напряженно-деформированное состояние и расчет прочности кососжимаемых фиброжелезобетонных элементов: дис. канд. техн. наук, специальность 05.23.01. СПб. 2017. 150 с.
12. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. К определению деформаций изгибаемых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры // Строительство и реконструкция. 2012. № 2. С. 11-20.
13. Карпенко Н.И., Радайкин О.В. К совершенствованию диаграмм деформирования бетона для определения момента трещинообразования и разрушающего момента в изгибаемых железобетонных элементах // Строительство и реконструкция. 2012. №3(41). С. 10-17.
14. Радайкин О.В. К построению диаграмм деформирования бетона при одноосном кратковременном растяжении/сжатии с применением деформационного критерия повреждаемости // Вестник гражданских инженеров. – СПб: Издательство: Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. 2017. №6. С. 71-78.
15. Торьяник М.С. Расчёт железобетонных конструкций при сложных деформациях. – М.: Стройиздат, 1974. 297 с.

REFERENCES

1. SP 63.13330.2012 Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003 [Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Updated version of SNiP 52-01-2003]. 2012. 128 p.
2. Shapiro D.M., Tarasov A.A. Deformatsionnyy nelineyny raschet vnetsentrenno szhatykh zhelezobetonnykh konstruksiy [Non-linear deformation analysis of eccentrically compressed reinforced concrete structures]. *Nauchnyy zhurnal stroitel'stva i arkhitektury*. 2018. No 1(49). Pp. 109-120.
3. Klement'yev A.O., Smerdov D.N. Raschet po prochnosti secheniy, normal'nykh k prodol'noy osi izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov s kombinirovannym armirovaniyem metallicheskoj i polimernoy kompozitsionnoy armaturoy, s ispol'zovaniyem nelineynoy deformatsionnoy modeli materialov [Strength calculation of sections normal to the longitudinal axis of curved reinforced concrete elements with combined reinforcement of metal and polymer composite reinforcement using a nonlinear deformation model of materials]. *Internet journal "Naukovedeniye"*. 2017. Tom 9. No 1. <http://naukovedenie.ru/PDF/34TVN117.pdf>.
4. Semonov D.A. Prochnost' zhelezobetonnykh elementov pri kosom vnetsentrennom szhatii [Strength of reinforced concrete elements with oblique eccentric compression]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2015. No 5(52). Pp. 76-84.
5. Simbirkin V.N., Matovskiy V.V. K raschotu napryazhonno-deformirovannogo sostoyaniya i prochnosti elementov zhelezobetonnykh konstruksiy po normal'nym secheniyam [To the calculation of the stress-strain state and strength of elements of reinforced concrete structures at normal sections]. *Stroitel'naya mekhanika i raschot sooruzheniy*. 2010. No 4. Pp. 20-26.
6. Yeryshev V.A. Chislennyye metody rascheta prochnosti zhelezobetonnykh elementov po nelineynoy deformatsionnoy modeli s ispol'zovaniyem diagramm deformirovaniya materialov [Numerical methods for calculating the strength of reinforced concrete elements using a nonlinear deformation model using material deformation diagrams]. *Vestnik NGIEI*. 2018 No 6 (85). Pp. 18-26.
7. Opubl E. K., Fan Van Fuk, Dmitriyev D.A. Prakticheskiy raschet izgibayemykh elementov s ispol'zovaniyem nelineynoy deformatsionnoy modeli na primere tipovogo rigelya RGD 4.56-90 [Practical calculation of flexible elements using a nonlinear deformation model using the example of a standard crossbar RGD 4.56-90]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2018. No 5(70). Pp. 58-67.
8. Sokolov B.S., Radaykin O.V. K postroyeniyu yedinoj metodiki raschota prochnosti, zhlostkosti i treshchinostoykosti izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov s uchotom sovmestnogo deystviya izgibayushchikh momentov i pererezvayushchikh sil s primeneniym nelineynoy deformatsionnoy modeli [To the construction of a unified methodology for calculating the strength, stiffness and crack resistance of flexible concrete elements taking into account the combined action of bending moments and cutting forces using a nonlinear deformation model]. *Fundamental'nyye issledovaniya RAASN po nauchnomu obespecheniyu razvitiya arkhitektury, gradostroitel'stva i stroitel'noy otrasli rossiyskoy Federatsii v 2014 godu: sb. nauchn. trudov RAASN* [Basic research of the RAACS on the scientific support for

the development of architecture, urban planning and the construction industry of the Russian Federation in 2014 year: Scientific Proceedings of RAACS]. 2015. Pp. 589-597.

9. Sokolov B.S., Radaykin O.V. K raschotu progibov izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov s uchotom sovmestnogo deystviya izgibayushchikh momentov i pereryvayushchikh sil s ispol'zovaniyem nelineynoy deformatsionnoy modeli [To the calculation of the deflections of bending reinforced concrete elements, taking into account the combined action of bending moments and breaking forces using a nonlinear deformation model]. *Izvestiya KGASU*. 2014. No 4. Pp. 37.

10. P 1-98 for SNiP 2.03.01-84* Usileniye zhelezobetonnykh konstruktsiy [Reinforcement of reinforced concrete structures]. Minsk, 1999. 209 p.

11. Yevdokimova T.S. Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye i raschet prochnosti kosozhimayemykh fibrozhelezobetonnykh elementov [Stress-strain state and strength calculation of squeezable fibrous-reinforced concrete elements]: dis. cand. tech. sc., 05.23.01. Saint Petersburg, 2017. 150 p.

12. Karpenko N.I., Sokolov B.S., Radaykin O.V. K opredeleniyu deformatsiy izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov s ispol'zovaniyem diagramm deformirovaniya betona i armatury [On the determination of deformations of bent reinforced concrete elements using concrete and reinforcement deformation diagrams]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2012. No 2. Pp. 11-20.

13. Karpenko N.I., Radaykin O.V. K sovershenstvovaniyu diagramm deformirovaniya betona dlya opredeleniya momenta treshchinoobrazovaniya i razrushayushchego momenta v izgibayemykh zhelezobetonnykh elementakh [To the improvement of concrete deformation diagrams for determining the cracking moment and the breaking moment in flexible concrete elements]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2012 No 3(41). Pp. 10-17.

14. Radaykin O.V. K postroyeniyu diagramm deformirovaniya betona pri odnoosnom kratkovremennom rastyazhenii/szhatii s primeneniym deformatsionnogo kriteriya povrezhdayemosti [To the construction of concrete deformation diagrams under uniaxial short-term tension / compression using the deformation damage criterion]. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2017 No 6. Pp. 71-78.

15. Toryanik M.S. Raschot zhelezobetonnykh konstruktsiy pri slozhnykh deformatsiyakh [Calculation of reinforced concrete structures with complex deformations]. Moscow: Stroyizdat, 1974. 297 p.

Информация об авторах

Радайкин Олег Валерьевич

ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», г. Казань, Россия, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: olegxxii@mail.ru

Information about authors

Radaykin Oleg V.

Kazan state University of architecture and construction, Kazan, Russia, candidate of technical sciences, associate professor of Reinforced Concrete and stone structures.

E-mail: olegxxii@mail.ru

В.И. ЧЕРНИК¹, С.Э. САМАРИНА²¹Ярославский государственный технический университет (ФГБОУ ВО "ЯГТУ"), г. Ярославль, Россия²Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВО «МГСУ»), г. Москва, Россия

ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ СЖАТОГО БЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА, УСИЛЕННОГО УГЛЕКОМПОЗИТНОЙ ОБОЙМОЙ

Аннотация. Проведен расчет центрально сжатого бетонного образца, усиленного обоймой на основе ленты из углеродного волокна, в программно-аналитическом комплексе *Ansys Mechanical* в модуле *Static Structural*. Обоснованы модели материалов входящих в систему «бетон-обойма» и определяющие их параметры. Получены графики зависимости напряжение-деформация для контрольного и усиленного образца, с применением разных диаграмм деформирования бетона, которые регламентированы действующими российскими нормативными документами. Выявлено, что при описании работы бетона, ограниченного углепластиковой обоймой, соответствие экспериментальным данным достигается при использовании диаграммы деформирования бетона с площадкой текучести. Дана оценка существующего нормативного подхода к определению несущей способности элементов, усиленных обоймами из композитных материалов. Высказаны предложения по назначению иных критериев предельного состояния, которые учитывают реальные деформации усиленного элемента.

Ключевые слова: усиление железобетонных конструкций; *Ansys*; диаграмма деформирования; ограниченный бетон; композитные материалы; углепластиковая обойма; трехосное сжатие.

V.I. CHERNIK¹, S.E. SAMARINA²¹Yaroslavl State Technical University (YSTU), Yaroslavl, Russia²Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia

NUMERICAL MODEL OF A COMPRESSED CONCRETE ELEMENT STRENGTHENED BY FRP JACKETS

Abstracts. A calculation was made of a centrally compressed concrete specimen reinforced with a tape FRP jackets in the analysis complex *Ansys Mechanical* software in the *Static Structural* module. Substantiated models of materials included in the system of "concrete- FRP jackets" and the parameters that determine them. Stress-strain relation for the control and reinforced samples were obtained using different concrete deformation diagrams, which are regulated by the current Russian regulatory documents. It was revealed that when describing the work of confined concrete by a carbon fiber FRP jackets, the correspondence to experimental data is achieved using a diagram of concrete deformation with a yield point. An assessment of the existing regulatory approach to determining the bearing capacity of elements reinforced with FRP jackets. Suggestions were made for the assignment of other criteria for the limiting state that take into account real deformations.

Keywords: strengthening of reinforced concrete structures; *Ansys*; stress-strain relation; confined concrete; composite materials; FRP jackets; triaxial compression.

Введение

Как было отмечено в работе [1], темпы внедрения композитных материалов при усилении железобетонных конструкций растут с каждым годом, а область их применения постоянно расширяется. В настоящее время устройство внешнего армирования с применением углепластика можно назвать наиболее востребованным способом усиления, который помогает сохранить полезный объем помещений, эстетический облик, не существенно увеличивает изгибную жесткость конструкции, что актуально в сейсмоопасных районах и т.д.

Постоянно возникает необходимость в совершенствовании методики расчета железобетонных конструкций усиленных композитными материалами. Сюда можно отнести: учет начального напряженного состояния, истории нагружения, учет нелинейных свойств бетона, трещинообразования, податливости клеевого соединения.

При расчетном обосновании важно учитывать причины вызывающие необходимость усиления конструкции. Например, коррозионные повреждения под воздействием агрессивной среды качественно меняют специфику работы элемента [2] и соответственно подход к проектированию его усиления.

Возможность возникновения аварийных ситуаций во время эксплуатации зданий и сооружений приводит к необходимости проведения расчетов на особые сочетания нагрузок. Так, например, возникающие при пожарах воздействия высокой температуры в комбинации с динамическими нагрузками требуют учета при проектировании усиления возможное изменение механических характеристик бетона и арматуры [3- 7].

При проведении инженерных расчетов важно знать не только предельные усилия, которые может воспринять сечение, но и правильно описывать характер деформирования элемента под нагрузкой.

В полной мере все это реализуемо только в численной постановке задачи с применением современных программных комплексов.

В работе [8] отмечено, что имеется достаточно публикаций, в которых проводится численный анализ конструкций, усиленных композитными материалами. Стоит отметить, что большинство этих работ посвящены оценке несущей способности изгибаемых элементов [9].

Вопросу моделирования работы сжатых элементов, усиленных обоями, в отечественной литературе уделено значительно меньше внимания. Имеются, например, результаты численного моделирования сжатой бетонной призмы усиленной металлической обоймой [10]. Получено увеличение несущей способности призмы за счет всестороннего обжатия. Однако не приведено описание модели, характеризующей деформирование бетона, что затрудняет оценку верности полученных в элементах обоймы напряжений.

В исследовании [11] приведены результаты численного моделирования работы сжатой железобетонной стойки, усиленной обоймой из композитных материалов. Данные достаточно хорошо совпадают с экспериментальными. Однако не приведена оценка влияния косвенного армирования в виде хомутов из арматурных стержней, которые должны вносить достаточно большой вклад в напряженно-деформированное состояние элемента. Иными словами, сложно оценить какой вклад в ограничение поперечных деформаций вносит композитная обойма, а какой хомуты.

Аналогичные исследования проведены в [12]. Отличительной особенностью проведенного моделирования является учет слоистой структуры композитной обоймы. Поведение бетона описывалось с использованием модели Друкера-Прагера. Дано сопоставление с результатами натурных экспериментов.

Целью настоящей работы является численный анализ работы центрально сжатого образца, усиленного обоймой из композитных материалов, в ПК Ansys Mechanical с применением различных диаграмм деформирования бетона, которые регламентированы СП 63.13330.2012. Приводится обоснование применяемых в расчете моделей материала.

Стоит отметить, что современная методика расчета сжатых элементов, усиленных обоями из углекомпозита, связывает момент наступления предельного состояния с достижением напряжений в композитной обойме величины равной их расчетному сопротивлению, т.е. с разрывом обоймы. В данном исследовании на основании результатов численного расчета приводятся соображения по назначению иных критериев предельного состояния, учитывающих реальные деформации, возникающие в системе «бетон-обойма».

Модели и методы

Известно, что поведение бетона в условиях многоосного напряженно-деформированного состояния (НДС) существенно зависит от соотношения главных напряжений, а так же режима нагружения. Связанно это с силовой ортотропией деформирования бетона, проявляющейся в результате процесса направленного уплотнения и разуплотнения его структуры [13].

Как отмечается в монографии [14], бетону присущи два основных характера разрушения. А именно, хрупкое с разделением на отдельные части и, так называемое, псевдопластическое разрушение, являющееся следствием постепенного накопления повреждений в структуре бетона. Причем, первое реализуется при различных комбинациях не одноосного растяжения и растяжения-сжатия, а второе – в случае трехосного сжатия.

В расчетной модели учет псевдопластического разрушения бетона может быть выполнен либо путем выключения из работы части материала при достижении некоторого критерия прочности (пластичности), либо заданием площадки текучести или нисходящей ветви диаграммы деформирования, которая учитывала бы его разупрочнение.

Для исследования работы бетонного образца, усиленного облойкой из углекомполита, в состоянии трехосного сжатия используется реализованная в ПК Ansys Mechanical псевдопластическая модель Друкера-Прагера, которая модифицирована под специфические свойства бетона (Drucker-Prager Concrete) [15]. Классическая модель Друкера и Прагера [16] разработана для описания пластической работы глинистых грунтов и использует феноменологический подход для описания процесса направленного уплотнения и разуплотнения структуры.

Поверхность текучести при этом однозначно определяется заданием констант материала соответствующих бетону данного класса. А именно, предел прочности бетона при одноосном сжатии R_c , предел прочности при одноосном растяжении R_t и предел прочности при двухосном сжатии R_{b2} . В данной работе первые две характеристики условно приняты равными соответствующим значениям расчетных сопротивлений бетона для предельных состояний второй группы, т.е. $R_c = R_{bt,ser}$ и $R_t = R_{bt,ser}$.

Задача по назначению предела прочности при двухосном сжатии несколько усложнена в виду неоднозначности рекомендаций представленных в нормативной и научно-технической литературе [17]. Прочность бетона при двухосном сжатии представляется зависимостью

$$R_{b2} = kR_c \quad (1)$$

где $k = 1...1,4$ – коэффициент увеличения прочности бетона при двухосном сжатии;

В одной из основополагающих работ [18] на основании данных испытаний бетонных образцов получена поверхность прочности, которая в области двухосного сжатия дает условие

$$R_{b2} = \frac{1 + 3,65\alpha}{(1 + \alpha)^2} R_c \quad (2)$$

где $\alpha = \frac{\sigma_2}{\sigma_3}$; $\sigma_1 = 0$; $\sigma_3 < \sigma_2 < 0$ – главные напряжения.

При $\sigma_3 = \sigma_2$ получим

$$R_{b2} = 1,1625R_c \quad (3)$$

В работе [19] представлено аналогичное условие

$$R_{b2} = 1,2R_c \quad (4)$$

Там же дается граница его применимости

$$|\sigma_m| \leq \sqrt{3R_c} \quad (5)$$

где $\sigma_m = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$ – среднее напряжение.

Помимо этого, в нормах [20] при отсутствии экспериментальных данных прочность бетона при двухосном сжатии рекомендуется определять как:

$$R_{b2} = \left(1,2 - \frac{R_c}{1000}\right) R_c \quad (6)$$

Для тяжелого бетона класса В25 ($R_c = R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$) получим:

$$R_{b2} = 1,1815 R_c \quad (7)$$

Так же, стоит отметить результаты испытаний, приведенные в работе [17], которые не дают увеличения прочности бетона при равномерном двухосном сжатии по сравнению с одноосным, т.е. $R_{b2} = R_c$.

Многообразие представленных зависимостей затрудняет назначение величины прочности бетона при двухосном сжатии. Для проведения инженерных расчетов без особого ущерба для точности можно воспользоваться условием (4), которое и принято в настоящей работе.

Помимо приведенных выше характеристик, так же задаются параметры, описывающие функции упрочнения и разупрочнения материала, которые определяют псевдопластические свойства бетона. В случае если данные функции не заданы материал является идеально пластичным. Поскольку, исследуемый образец работает в области трехосного сжатия, ограничимся описанием функций упрочнения/разупрочнения только при сжатии. В общем виде они даются зависимостью:

$$\Omega_c = f(\kappa) \quad (8)$$

где $\Omega_c = \frac{\sigma_c}{R_c}$ – уровень приращения сжимающих напряжений; κ – переменная упрочнения.

Переменная упрочнения численно равна величине относительных пластических деформаций

$$\kappa = \varepsilon_b^{pl} = \varepsilon_b^{tot} - \varepsilon_b^{el} \quad (9)$$

где ε_b^{tot} , ε_b^{el} – соответственно полные и упругие относительные деформации бетона.

ПК Ansys Mechanical предоставляет разные формы задания функций упрочнения/разупрочнения, а именно линейная, экспоненциальная, энергетическая и функции для армированного бетона, при так называемом «размазанном армировании». В данной работе принята экспоненциальная форма задания функций упрочнения/разупрочнения (см. рисунок 1а), как наиболее сопоставимая с криволинейной диаграммой деформирования бетона по СП 63.13330.2012.

При этом функции упрочнения/разупрочнения записываются в виде системы:

$$\begin{cases} \Omega_c = \Omega_{ci} + (1 - \Omega_{ci}) \sqrt{2 \frac{\kappa}{\kappa_{cm}} - \frac{\kappa^2}{\kappa_{cm}^2}}, & \kappa \leq \kappa_{cm} \\ \Omega_c = 1 - (1 - \Omega_{cu}) \left(\frac{\kappa - \kappa_{cm}}{\kappa_{cu} - \kappa_{cm}} \right)^2, & \kappa_{cm} < \kappa < \kappa_{cu} \\ \Omega_c = \Omega_{cr} + (\Omega_{cu} - \Omega_{cr}) \exp \left(2 \frac{\Omega_{cu} - 1}{\kappa_{cu} - \kappa_{cm}} \cdot \frac{\kappa - \kappa_{cu}}{\Omega_{cu} - \Omega_{cr}} \right), & \kappa \geq \kappa_{cu} \end{cases} \quad (10)$$

где Ω_{ci} – уровень сжимающих напряжений, отвечающих пределу упругости бетона;

Ω_{cu} – уровень сжимающих напряжений при переходе от степенного закона функции разупрочнения к экспоненциальному;

Ω_{cr} – уровень остаточных сжимающих напряжений;

κ_{cm} – предельные пластические деформации при одноосном сжатии;

κ_{cu} – пластические деформации при переходе от степенного закона функции разупрочнения к экспоненциальному.

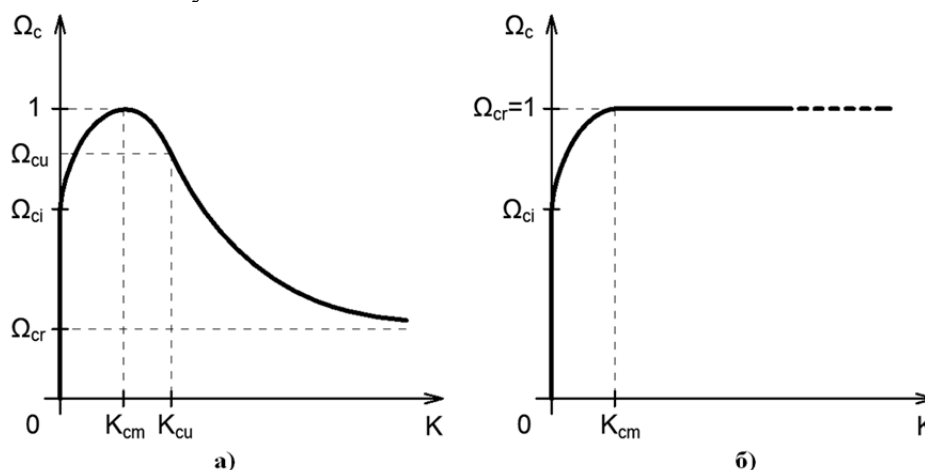


Рисунок 1 – Графики функций упрочнения/разупрочнения при сжатии: а) при криволинейной диаграмме деформирования, б) при двух- или трехлинейной диаграмме деформирования

В свою очередь, криволинейная диаграмма деформирования для тяжелого бетона класса В25 по СП 63.13330.2012 задается в виде:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b} \quad (11)$$

где $E_b = 30000 \text{ МПа}$ – начальный модуль упругости бетона;

ν_b – коэффициент изменения секущего модуля;

Для восходящей ветви:

$$\nu_b = 0,3083 + 0,6917\sqrt{1 - 1,2293\eta + 0,2293\eta^2} \quad (12)$$

Для нисходящей ветви:

$$\nu_b = 0,3083 - 0,3237\sqrt{1 - 0,4632\eta - 0,5368\eta^2} \quad (13)$$

где $\eta = \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}}$ – уровень приращения сжимающих напряжений.

Каждому параметру, который входит в систему (10), поставим в соответствие значение криволинейной диаграммы деформирования бетона.

Параметр упрочнения, определяющий предельные пластические деформации при одноосном сжатии κ_{cm} , получим из условия (9)

$$\kappa_{cm} = \bar{\varepsilon}_b - \bar{\varepsilon}_{b,el} \quad (14)$$

где $\bar{\varepsilon}_b = 0,002$ – предельные полные деформации бетона в вершине диаграммы при $\bar{\sigma}_b = R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$;

$\bar{\varepsilon}_{b,el}$ – предельные упругие деформации бетона, определяемые по формуле.

$$\bar{\varepsilon}_{b,el} = \frac{\bar{\sigma}_b}{E_b} = \frac{18,5}{30000} = 6,167 \cdot 10^{-4} \quad (15)$$

Из (14) получим

$$\kappa_{cm} = 20 \cdot 10^{-4} - 6,167 \cdot 10^{-4} = 0,00138 \quad (16)$$

Параметру, определяющему переход от степенного закона функции разупрочнения к экспоненциальному κ_{cu} , будет соответствовать относительная пластическая деформация в точке перегиба нисходящей ветви диаграммы деформирования. Перегиб функции находится в точке, в которой ее вторая производная существует и равна нулю, т.е.

$$\frac{d^2 \varepsilon_b(\sigma_b)}{d\sigma_b^2} = 0 \quad (17)$$

Известно, что

$$d\varepsilon_b = \frac{1}{E_b \nu_b^k} d\sigma_b \quad (18)$$

где ν_b^k – коэффициент изменения касательного модуля, связанный с коэффициентом изменения секущего модуля ν_b соотношением (для нисходящей ветви).

$$\frac{1}{\nu_b^k} = \frac{1}{\nu_b} - \frac{0,3237\sigma_b(0,4632+1,0736\eta)}{-37\nu_b^2 \sqrt{1-0,4632\eta-0,5368\eta^2}} \quad (19)$$

Тогда условие (21) примет вид

$$\frac{d^2 \varepsilon_b}{d\sigma_b^2} = \frac{d}{d\sigma_b} \left(\frac{d\varepsilon_b}{d\sigma_b} \right) = \frac{1}{E_b} \cdot \frac{d}{d\sigma_b} \left(\frac{1}{\nu_b^k(\sigma_b)} \right) = 0 \quad (20)$$

или

$$\frac{d}{d\sigma_b} \left(\frac{1}{\nu_b^k(\sigma_b)} \right) = \frac{d}{d\sigma_b} \left(\frac{1}{\nu_b} - \frac{0,3237\sigma_b(0,4632+1,0736\eta)}{-37\nu_b^2 \sqrt{1-0,4632\eta-0,5368\eta^2}} \right) = 0 \quad (21)$$

Находя производную и приводя подобные получаем уравнение шестого порядка относительно η

$$-0,3687\eta^6 - 0,4332\eta^5 + 0,2798\eta^4 - 0,1307\eta^3 + 0,1445\eta^2 + 0,1376\eta + 0,0220 = 0 \quad (22)$$

Отыскивая действительный корень на отрезке $[0; 1]$ находим

$$\eta = \Omega_{cu} = 0,832 \quad (23)$$

Напряжения в точке перегиба

$$\sigma_b^{cu} = \eta \bar{\sigma}_b = 0,832 \cdot 18,5 = 15,392 \text{ МПа} \quad (24)$$

Упругие деформации бетона при работе на нисходящей ветви уменьшаются за счет релаксации напряжений. Поэтому относительные упругие деформации бетона в точке перегиба нисходящей ветви диаграммы деформирования найдем как

$$\varepsilon_{b,el}^{cu} = \frac{\sigma_{b,el}^{cu}}{E_b} = \frac{15,392}{30000} = 5,131 \cdot 10^{-4} \quad (25)$$

Тогда, параметр κ_{cu} с учетом формулы (9) составит

$$\kappa_{cu} = \varepsilon_b^{cu} - \varepsilon_{b,el}^{cu} = 34,5 \cdot 10^{-4} - 5,131 \cdot 10^{-4} = 0,00294 \quad (26)$$

где ε_b^{cu} – полные относительные деформации в точке перегиба по формуле (11).

Уровень сжимающих напряжений, отвечающих пределу упругости бетона, принимается равным нулю, т.е.

$$\Omega_{ci} = \eta_{ci} = \frac{\sigma_{b,el}}{R_c} = 0 \quad (27)$$

Таким образом, считается, что бетон работает в упруго-пластической стадии уже на начальных этапах нагружения.

Уровень остаточных сжимающих напряжений Ω_{cr} , при переходе бетона в идеально пластическое состояние условно принят равным 0,25.

Помимо криволинейной диаграммы деформирования бетона СП 63.13330.2012 допускает применение двух- или трехлинейной диаграммы. Характерной их особенностью является наличие площадки текучести после достижения напряжений в бетоне его расчетного сопротивления. В этом случае, величину уровня остаточных сжимающих напряжений Ω_{cr} при достижении предельных относительных деформаций для функции разупрочнения следовало бы принимать равной единице (рисунок 1б).

Параметры модели Друкера-Прагера, принятые при проведении численного расчета, соответствуют тяжелому бетону класса В25 и приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Параметры, описывающие модель Друкера-Прагера (бетон В25)

Параметр модели Друкера-Прагера	Обозначение	Величина
Предел прочности при одноосном сжатии	R_c	18,5 МПа
Предел прочности при одноосном растяжении	R_t	1,55 МПа
Предел прочности при двухосном сжатии	R_b	22,2 МПа
Предельные пластические деформации при одноосном сжатии	κ_{cm}	0,00138
Пластические деформации при переходе от степенного закона функции разупрочнения к экспоненциальному	κ_{cu}	0,00294
Уровень сжимающих напряжений при переходе от степенного закона функции разупрочнения к экспоненциальному	Ω_{cu}	0,832
Уровень сжимающих напряжений, отвечающих пределу упругости бетона	Ω_{ci}	0
Уровень остаточных сжимающих напряжений при использовании криволинейной диаграммы деформирования бетона	$\Omega_{cr,1}$	0,25
Уровень остаточных сжимающих напряжений при использовании диаграммы деформирования бетона с площадкой текучести	$\Omega_{cr,2}$	1

При описании поведения обоймы из однонаправленного углекомполита принята модель линейно-упругого ортотропного материала. Характеристики материала вдоль направления волокон соответствуют аналогичным для системы внешнего армирования на основе ленты из углеродного волокна CarbonWrap® Tape-230/300: модуль упругости $E_f = 245 ГПа$, расчетное сопротивление $R_f = 2700 МПа$, толщина волокна $t_f = 0,128 мм$. Толщина обоймы соответствует трем слоям ленты и равна 0,384 мм.

Как отмечено в работе [21], основной проблемой при описании работы композитных материалов является недостаточность исходных данных об упругих свойствах материала в направлениях перпендикулярных направлению распространения волокон. Там же предлагается прием вычисления этих характеристик на основе модели трансверсально изотропного материала. В направлении поперек волокон жесткость обоймы, условно, считается близкой к нулевой.

Контакт между обоймой и бетоном принят неразрывным (Bonded) [22] на всех этапах нагружения. Граничные условия для системы соответствуют стойке шарнирноопертой с двух сторон и наложены таким образом, что не стесняют поперечных деформаций бетонного образца. Это позволяет добиться равномерного НДС по всей длине стойки.

Исследуется работа цилиндрических образцов, выполненных из тяжелого бетона класса В25. Диаметр поперечного сечения равен $D = 250 мм$, длина – $L = 1250 мм$. Размеры образцов подобраны таким образом, чтобы исключить из рассмотрения влияние продольного изгиба ($L/D = 5$ – короткий стержень).

Для сопоставления результатов численного моделирования с экспериментальными воспользуемся диаграммой деформирования усиленного бетона, которая предложена в работе [23]. Диаграмма получена по результатам обработки большого массива данных натурных испытаний цилиндрических образцов, усиленных стекло- и углекомпозитными обоймами. Особенностью диаграммы является линейная зависимость напряжений от деформаций после разупрочнения бетона в отличие от нелинейной зависимости, которая имеет место при использовании косвенного стального армирования [24, 25]. Диаграмма описывается следующей системой

$$\begin{cases} \sigma_c = E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_{co}} \varepsilon_c^2, & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ \sigma_c = f_{co} + E_2 \varepsilon_c, & \rho_K \geq 0,01 \\ \sigma_c = f_{co} + \frac{f_{co} - f_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{co}), & \rho_K < 0,01 \end{cases} \quad \varepsilon_t < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (28)$$

где $f_{co} = R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление бетона при расчете по второй группе предельных состояний;

$E_c = E_b = 30000 \text{ МПа}$ – начальный модуль упругости бетона;

E_2 – модуль упругости усиленного бетона на линейном участке диаграммы деформирования, определяемый по формуле:

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_{co}}{\varepsilon_{cu}} \quad (29)$$

где f_{cc} – предел прочности, усиленного образца;

ε_{cu} – относительная деформация соответствующая f_{cc} .

Как показывают исследования в общем случае наклон линейного участка диаграммы, характеризуемый модулем упругости E_2 , зависит не только от свойств применяемых армирующих волокон, но и от типа связующей матрицы [26].

Величины f_{cc} и ε_{cu} определяются из условий

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3,5(\rho_K - 0,01)\rho_\varepsilon \quad (30)$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{co}} = 1,75 + 6,5\rho_K^{0,8}\rho_\varepsilon^{1,45} \quad (31)$$

где ρ_K – коэффициент жесткости обоймы, равный

$$\rho_K = \frac{2E_f t_f}{\frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}} D} = \frac{2 \cdot 245000 \cdot 0,384}{\frac{18,5}{0,002} \cdot 250} = 0,0813 > 0,01 \quad (32)$$

где ε_{co} – предельные относительные деформации для неусиленного бетона в вершине диаграммы равные $\varepsilon_{co} = \bar{\varepsilon}_b = 0,002$.

ρ_ε – коэффициент деформаций, определяемый по формуле:

$$\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{f,ult}}{\varepsilon_{co}} = \frac{0,011}{0,002} = 5,5 \quad (33)$$

где $\varepsilon_{f,ult}$ – предельные относительные деформации материала обоймы, равные

$$\varepsilon_{f,ult} = \frac{R_f}{E_f} = \frac{2700}{245000} = 0,011 \quad (34)$$

Из условий (29), (30) и (31) соответственно находим $E_2 = 1047 \text{ МПа}$, $f_{cc} = 43,845 \text{ МПа}$ и $\varepsilon_{cu} = 0,0242$.

Деформации, соответствующие переходу от параболического участка диаграммы к линейному, определяются по формуле

$$\varepsilon_t = \frac{2f_{co}}{E_c - E_2} = \frac{2 \cdot 18,5}{30000 - 1047} = 0,0013 \quad (35)$$

Тогда систему (28) запишем в виде

$$\begin{cases} \sigma_c = 30000\varepsilon_c - 11328057\varepsilon_c^2, & 0 \leq \varepsilon_c \leq 0,0013 \\ \sigma_c = 18,5 + 1047\varepsilon_c & 0,0013 < \varepsilon_c \leq 0,0242 \end{cases} \quad (36)$$

Нагружение системы реализовано путем задания перемещения верхней образующей плоскости бетонного образца в несколько шагов по линейному закону. Этот прием позволяет проследить нисходящую ветвь диаграммы деформирования бетона. Нагружение кратковременное – эффект ползучести не рассматривается. Начальные напряжения в момент устройства обоймы усиления приняты нулевыми.

Результаты исследования и их анализ

В первую очередь производится расчет неусиленного контрольного образца. Смещение верхнего торца в предельной стадии и диаграмма деформирования дана на рисунке 2.

Как видно из сопоставления с теоретическими данными модель достаточно хорошо описывает деформирование образца с незначительными отличиями, вызванными различной формой задания функций, описывающих диаграммы (см. выражения (10) и (11)).

Дальнейшее увеличение смещения верхнего торца с практической точки зрения не представляет интереса, поскольку СП 63.13330.2012 ограничивают уровень приращения сжимающих напряжений на нисходящей ветви условием $\eta \geq 0,85$.

Далее проводится испытание образца, усиленного обоймой. При этом используются две диаграммы деформирования, а именно: криволинейная с нисходящей ветвью и диаграмма с площадкой текучести.

Видно (см. рисунок 3), что на начальном этапе деформирования результаты, полученные по двум диаграммам, одинаково описывают поведение образца. Наблюдается это до напряжений равных уровню начала разупрочнения бетона, который незначительно выше расчетного сопротивления материала (около 15%) за счет действия всестороннего обжатия.

Далее график напряжения-деформации для криволинейной диаграммы переходит на нисходящую ветвь, что свидетельствует о начале разупрочнения бетона. За счет удерживающей способности обоймы нисходящая ветвь более пологая, чем для неусиленного образца.

Напротив, при использовании диаграммы деформирования с площадкой текучести имеет место рост напряжений по линейному закону. Полученная по результатам численного расчета диаграмма довольно хорошо совпадает с теоретической по [23]. Расхождение при определении предельных напряжений для усиленного образца составило всего +0,3%.

Сравнивая полученные результаты, очевидно, что наиболее обоснованным при проведении расчетов элементов, усиленных композитными обоймами, является применение диаграммы деформирования с площадкой текучести.

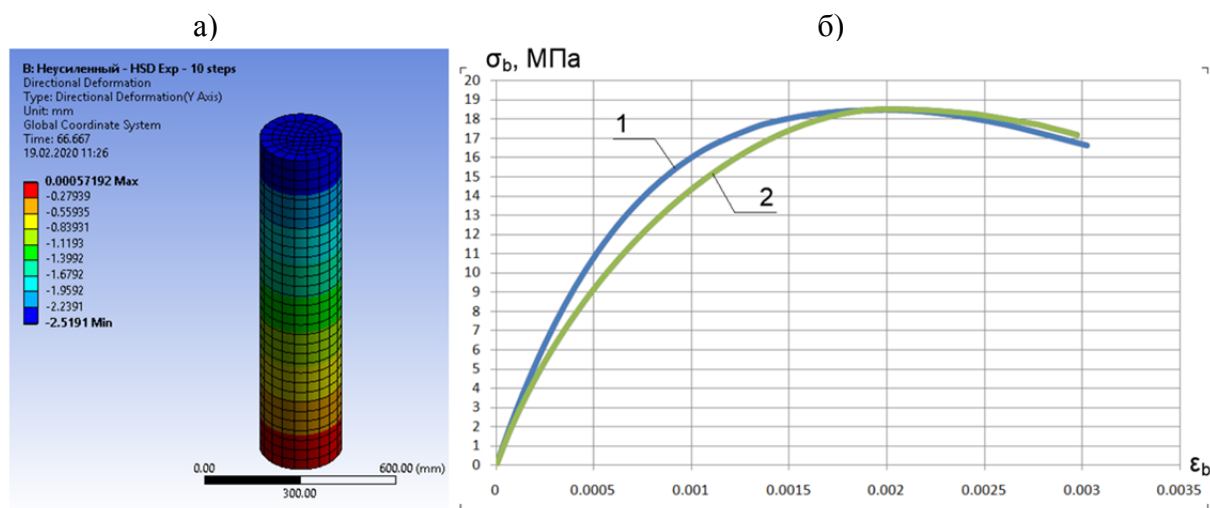


Рисунок 2 – Результаты численного расчета неусиленного образца в ANSYS: а) смещение верха образца в предельной стадии; б) диаграммы деформирования:
 1 – криволинейная по СП 63.13330.2012, 2 – по результатам численного расчета неусиленного образца в ANSYS

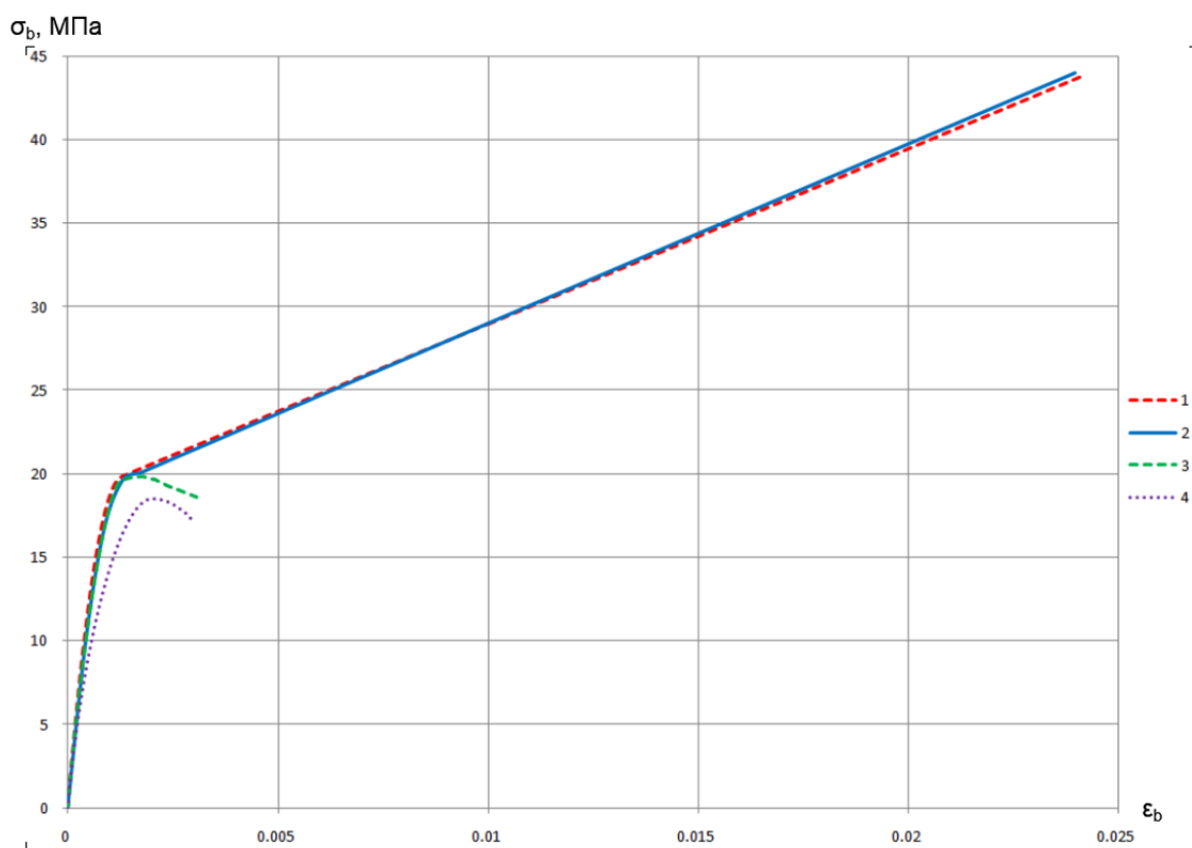


Рисунок 3 – Диаграммы деформирования:
 1 – теоретическая по [20], 2 – по результатам численного расчета усиленного образца в ANSYS с применением функции разупрочнения с площадкой текучести, 3 – то же, с нисходящей ветвью, 4 – по результатам численного расчета неусиленного образца в ANSYS

После достижения критерия текучести Друкера-Прагера бетон, заключенный в обойму, начинает разупрочняться, что на практике должно сопровождаться интенсивным образованием трещин и их раскрытием. Формально, система «бетон-обойма» не теряет несущую способность, поскольку поперечные деформации бетона по-прежнему ограничены, а напряжения в элементе растут, вплоть до разрыва композита. При этом жесткость самой обоймы не способна эффективно противостоять раскрытию трещин, о чем косвенно свидетельствует смещение верхнего торца образца в предельной стадии, составляющее около 30 мм.

Сомнения вызывает эксплуатационная пригодность бетона в обойме, который к этому моменту постепенно утрачивает структурную целостность и находится в виде разрозненной (разупрочненной) массы. Если в случае сплошной обоймы обильное трещинообразование не так критично, то при устройстве разреженной обоймы возможно раздробление и выпадение бетона на участках между бандажами. Кроме того, возникает потребность оценки влияния таких повреждений на изгибную жесткость колонн при наличии случайных эксцентриситетов.

В данный момент, СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования» не учитывает возникновение высоких необратимых деформаций для сжатых элементов. Расчетное сопротивление бетона сжатию с учетом объемного напряженного состояния определяется из условия

$$R_{b3} = R_b + k_{ef} k_e R_f \mu_f \quad (37)$$

где k_{ef} и k_e – коэффициенты эффективности обоймы, зависящие от формы поперечного сечения элемента и наличия разрывов по высоте обоймы; R_f – расчетное сопротивление материала обоймы; μ_f – коэффициент армирования.

Анализируя вышеприведенную формулу, можно отметить, что разрушение элемента наступает с достижением напряжений в композитном материале расчетного сопротивления.

Встает вопрос о более точном назначении критерия предельного состояния системы, который, по мнению авторов, должен учесть не только прочностные свойства материалов, но и реальные деформации, которые возникают в бетоне.

Здесь можно порекомендовать подход приведенный, например, в работе [27], в которой несущая способность трубобетонного стержня характеризуется силой P соответствующей некоторой наперед заданной относительной деформации ε_{ult} . Величина предельной деформации при этом может назначаться из разных соображений. Например, это могут быть деформации, соответствующие некоторой величине раскрытия трещин или деформации, определяющие дальнейшую эксплуатационную пригодность конструкции по технологическим условиям эксплуатации. Так же, ограничение может быть связано с условиями работы усиленного элемента в составе некоторой конструктивной системы, с учетом реальных диаграмм деформирования.

Помимо этого, важен учет истории нагружения и начального НДС, возникающего до усиления. Наличие начальных деформаций приводит к увеличению суммарных деформаций в предельной стадии работы элемента.

Очевидно, что для обеспечения нормальной эксплуатации усиленных композитными обоймами конструкций необходимо ограничение предельных деформаций на этапе проектирования. Данные ограничения должны обосновываться экспериментально с учетом вышеприведенных условий.

Выводы

Выполненное численное моделирование работы бетонного стержня в углепластиковой обойме позволило выявить следующие особенности работы системы "бетон-обойма":

1. Описание работы бетона, заключенного в обойму из композитных материалов, с помощью модели Друкера-Прагера необходимо производить, используя функцию разупрочнения материала с площадкой текучести, взамен функции с нисходящей ветвью, ко-

торая не дает роста напряжений в момент разупрочнения бетона, что не удовлетворяет экспериментальным данным.

2. При проведении расчетов согласно отечественным нормам соответствие опытным данным достигается путем применения двух- или трехлинейной диаграммы деформирования бетона, либо заменой нисходящей ветви криволинейной диаграммы на площадку текучести.

3. Предельное состояние короткой стойки в ряде случаев необходимо связывать с возникновением некоторой контролируемой осевой деформации, при которой дальнейшая нормальная эксплуатация конструкции невозможна. При этом напряжения в композитной обойме к этому моменту могут не достигать расчетного сопротивления материала.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Давидюк А.Н., Спивак Н.А. Применение высокопрочных композитов для усиления железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. 2016. № 2. С. 13-16.
2. Tamrazyan A., Popov D. Reduce of bearing strength of the bent reinforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature // В сборнике: MATEC Web of Conferences. 2017. С. 162. DOI: 10.1051/mateconf/201711700162.
3. Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Экспериментальные исследования внецентренно сжатых железобетонных элементов при кратковременных динамических нагрузках в условиях огневых воздействий // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 4. С. 24-28.
4. Tamrazyan A. Reduce the impact of dynamic strength of concrete under fire conditions on bearing capacity of reinforced concrete columns // Applied Mechanics and Materials. 2014. Т. 475-476. С. 1563-1566. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.475-476.1563.
5. Тамразян А.Г. Оценка риска и надежности несущих конструкций и ключевых элементов - необходимое условие безопасности зданий и сооружений // Вестник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко "Исследования по теории сооружений". 2009. № 1. С. 160-171.
6. Тамразян А.Г. К оценке риска чрезвычайных ситуаций по основным признакам его проявления на сооружение // Бетон и железобетон. 2001. № 5. С. 8-10.
7. Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Рациональное распределение жесткости плит по высоте здания с учетом работы перекрытия на сдвиг // Вестник МГСУ. 2013. № 11. С. 84-90.
8. Анализ экспериментальных исследований по усилению железобетонных конструкций полимерными композитными материалами. Часть 1. Отечественные эксперименты при статическом нагружении / И.И. Овчинников, Овчинников И.Г., Г.В. Чесноков, Е.С. Михалдыкин // Интернет-журнал Науковедение. 2016. Том 8. №3. С. 1-25. [Электронный ресурс] URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/24TVN316.pdf> (дата обращения: 24.01.2020).
9. Вопросы усиления железобетонных конструкций композитами: 1. Экспериментальные исследования особенностей усиления композитами изгибаемых железобетонных конструкций / И.Г. Овчинников, Ш.Н. Валиев, И.И. Овчинников, В.С. Зиновьев, А.Д. Умиров // Интернет-журнал Науковедение. 2012. № 4. С. 1-22 [Электронный ресурс] URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/7tvn412.pdf> (дата обращения: 24.01.2020).
10. Мосин М.В. Результаты компьютерного моделирования трехосного напряженного состояния сжатой бетонной призмы усиленной металлической облойкой // Вестник СибАДИ. 2017. № 3. С. 144-151.
11. Alrayes O. Modelling of circular concrete columns with CFRP sheets under monotonic loads by ATENA-3D // Bauhaus Summer School inForecast Engineering: Global Climate change and the challenge for built environment17-29 August 2014. Weimar. Germany. 2014. 15 c.
12. Matias J.V. Numerical modelling of circular concrete columns strengthened with hybrid FRP jackets [Электронный ресурс]. URL: https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/1689244997256103/Extended_Abstract_Jorge_Matias_final.pdf (дата обращения: 26.01.2020).
13. Корсун В.И., Недорезов А.Н. Вариант описания закономерностей упругопластического и псевдопластического деформирования бетона в условиях объемного напряженного состояния // Современное промышленное и гражданское строительство. 2014. Том 10. № 2. С. 96-124.
14. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. Москва: Стройиздат, 1996. 416 с.
15. Давидюк А.Н. Бетонные и железобетонные конструкции. Нелинейные расчеты при проектировании. Москва: М-во строительства и жилищно-коммунального хозяйства Рос. Федерации, 2017. 107 с.
16. Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design // Quarterly of Applied Mathematics. 1952. Том 10. № 2. С. 157-165.
17. Теличко В.Г. Исследование прочности при двухосном сжатии бетона класса В-25 / Известия Тульского государственного университета. Технические науки. 2009. С. 89-94.
18. Kupfer H.B., Gerstle K.H. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. J. Eng. Mech. Div. ASCE. 1973. № 99(4). С. 852-866.

19. Верификационный отчет по ПК ANSYS Mechanical. Москва: ЗАО НИЦ «СтаДиО», ГОУ ВПО МГСУ. Свидетельство РААЧН о верификации ПС№ 02/ANSYS/2009 от 10.07.2009 года. Том 1. 638 с.
20. Fédération internationale du Béton. fib Model Code for Concrete Structures 2010. Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin. ISBN: 978-3-433-03061-5. 2013. 436 с.
21. Скворцов Ю.В. Методические указания к лабораторным занятиям по дисциплине механика композиционных материалов. Самара., 2013. 99 с.
22. Федорова Н.Н. Основы работы в ANSYS 17. Москва: ДМК Пресс, 2017. 210 с.
23. Refinement of a design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete / J.G. Teng, T. Jiang, L. Lam, Y.Z. Luo // Journal of Composites for Construction. 2009. № 13(4). С. 269-278. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000012
24. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. Учет свойств ограниченного бетона при расчете несущей способности плит перекрытий // Строительство: наука и образование. 2014. № 1. С. 2. [Электронный ресурс] URL: http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2014/01/2_Tamrazyan.pdf (дата обращения: 24.01.2020)
25. Манаенков И.К. К совершенствованию диаграммы сжатого бетона с косвенным армированием // Строительство и реконструкция. 2018. №2 (76). С. 41-50.
26. Donnini J., Corinaldesi V. Concrete columns confined with different composite materials. MATEC Web Conf. 2018. Том 199. 5 с. doi.org/10.1051/mateconf/201819909012
27. Кикин А.И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. Москва: Стройиздат, 1974. 144 с.

REFERENCES

1. Davidyuk A. N., Spivak N. A. Primenenie vysokoprochnykh kompozitov dlya usileniya zhelezobetonnykh konstrukcij [The use of high-strength composites for strengthening reinforced concrete structures]. *Beton i zhelezobeton*. 2016. No. 2. Pp. 13-16. (rus)
2. Tamrazyan A., Popov D. Reduce of bearing strength of the bent reinforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature. MATEC Web of Conferences 2017. p. 00162. DOI: 10.1051/mateconf/201711700162.
3. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Eksperimental'nye issledovaniya vnecentrenno szhatykh zhelezobetonnykh elementov pri kratkovremennykh dinamicheskikh nagruzheniyah v usloviyakh ognevyykh vozdeystviy [Experimental studies of eccentrically compressed reinforced concrete elements under short-term dynamic loading under conditions of firing]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2014. No. 4. Pp 24-28. (rus)
4. Tamrazyan A. Reduce the impact of dynamic strength of concrete under fire conditions on bearing capacity of reinforced concrete columns. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. Vol. 475-476. Pp. 1563-1566. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.475-476.1563
5. Tamrazyan A.G. Otsenka riska i nadezhnosti nesushchikh konstruktsiy i klyuchevykh elementov - neobkhodimoye usloviye bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy. Vestnik TSNIISK im. V.A. Kucherenko "Issledovaniya po teorii sooruzheniy". 2009. № 1. S. 160-171.
6. Tamrazyan A.G. K otsenke riska chrezvychaynykh situatsiy po osnovnym priznakam yego proyavleniya na so-oruzheniye. Beton i zhelezobeton. 2001. № 5. S. 8-10.
7. Tamrazyan A.G., Filimonova Ye.A. Ratsional'noye raspredeleniye zhestkosti plit po vysote zdaniya s uche-tom raboty perekrytiya na sdvig. Vestnik MGSU. 2013. № 11. S. 84-90.
8. Ovchinnikov I.I., Ovchinnikov I.G., Chesnokov G.V., Mikhaldykin E.S. Analiz eksperimental'nykh issledovaniy po usileniyu zhelezobetonnykh konstruktsiy polimernymi kompozitnymi materialami. Chast' 1. Otechestvennye eksperimenty pri staticheskom nagruzhenii [Analysis of experimental studies on strengthening of reinforced concrete structures with polymer composite materials. Part 1. Domestic experiments under static loading]. *Internet-zhurnal Naukovedenie*. 2016. Vol. 8, No. 3, Pp. 1-25 [online] URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/24TVN316.pdf> (date of application: 24.01.2020) (rus)
9. Ovchinnikov I.G., Valiev S.N., Ovchinnikov I.I., Zinoviev V.S., Umirov A.D. Voprosy usileniya zhelezobetonnykh konstrukcij kompozitami: 1. Eksperimental'nye issledovaniya osobennostey usileniya kompozitami iz gibaemykh zhelezobetonnykh konstrukcij [Use the composites for strengthening reinforced concrete: 1. Experimental studies of the composites strengthening for flexural reinforced concrete structures]. 2012. No. 4. Pp. 1-22. [online] URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/7tvn412.pdf> (date of application: 24.01.2020) (rus)
10. Mosin M.V. Rezul'taty komp'yuternogo modelirovaniya trekhosnogo napryazhennogo sostoyaniya szhatoy betonnoy prizmy usilennoy metallicheskoj obojmoy [The results of computer simulation of a triaxial stress state of a compressed concrete prism reinforced with a metal clip]. *Vestnik SibADI*. 2017. No. 3. Pp. 144-151. (rus)
11. Alrayes O. Modelling of circular concrete columns with CFRP sheets under monotonic loads by ATENA-3D. Bauhaus Summer School inForecast Engineering: Global Climate change and the challenge for built environment17-29 August 2014. Weimar. Germany. 2014. 15 p.
12. J.V. Matias. Numerical modelling of circular concrete columns strengthened with hybrid FRP jackets. [online] URL: https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/1689244997256103/ExtendedAbstract_Jorge_Matias_final.pdf (date of application: 26.01.2020).
13. Korsun V.I., Nedorezov A.N. Variant opisaniya zakonomernostey uprugoplasticheskogo i psevdoplasticheskogo deformirovaniya betona v usloviyakh ob'emnogo napryazhennogo sostoyaniya [A variant of the description of

- the regularities of elastoplastic and pseudoplastic deformation of concrete under the conditions of a volumetric stress state]. *Sovremennoe promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2014. Vol. 10, No. 2. Pp. 96–124. (rus)
14. Karpenko N.I. Obshchie modeli mekhaniki zhelezobetona [General models of the mechanics of reinforced concrete]. Moscow: Strojizdat. 1996. 416 p. (rus)
15. Davidiyuk A.N. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Nelinejnye raschety pri proektirovanii [Concrete and reinforced concrete structures. Nonlinear calculations in the design]. Moscow. Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation. 2017. 107 p. (rus)
16. Drucker D.C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*. 1952. Vol. 10. No. 2. Pp. 157–165.
17. Telichko V.G. Issledovanie prochnosti pri dvuhosnom szhatii betona klassa B-25 [Strength study under biaxial compression of concrete of class B-25]. *Izvestiya Tul'skogo gosudarstvennogo universiteta. Tekhnicheskie nauki*. 2009. Pp 89–94. (rus).
18. Kupfer H. B., Gerstle K. H. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. *J. Eng. Mech. Div. ASCE*. 1973. No. 99(4). Pp. 852–866
19. Verifikacionnyj otchet po PK ANSYS Mechanical [ANSIS Mechanical PC verification report]. Moscow: ZAO NIC «StaDiO», GOU VPO MGSU. Svidetel'stvo RAASN o verifikacii PS№ 02/ANSYS/2009 ot 10.07.2009 goda. Vol. 1. 638 p. (rus)
20. Fédération internationale du Béton. fib Model Code for Concrete Structures 2010. Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin. ISBN: 978-3-433-03061-5. 2013. 436 p.
21. Skvortsov Y.V. Metodicheskie ukazaniya k laboratornym zanyatiyam po discipline mekhanika kompozicionnykh materialov [Guidelines for laboratory studies in the discipline of mechanics of composite materials]. Samara. 2013. 99 p. (rus).
22. Fedorova N.N. Osnovy raboty v ANSYS 17 [Fundamentals of work in ANSYS 17]. Moscow: DMK Press. 2017. 210 p. (rus).
23. Teng J.G., Jiang T., Lam L., Luo Y.Z. Refinement of a design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete. *Journal of Composites for Construction*. 2009. No. 13(4). Pp. 269–278. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000012
24. Tanuazyan A.G., Manaenkov I.K. Uchet svoystv ogranichenogo betona pri raschete nesushchej sposobnosti plit perekrytij [Taking into account the properties of limited concrete when calculating the bearing capacity of floor slabs]. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie*. 2014. No. 1. p. 2. [online] URL: http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2014/01/2_Tamrazyan.pdf (date of application: 24.01.2020) (rus)
25. Manaenkov I.K. K sovershenstvovaniyu diagrammy szhatogo betona s kosvennym armirovaniem [To improve the diagram of compressed concrete with indirect reinforcement]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2018. No. 2 (76). Pp. 41–50.
26. Donnini J., Corinaldesi V. Concrete columns confined with different composite materials. *MATEC Web Conf*. 2018. Vol. 199. 5 p. doi.org/10.1051/mateconf/201819909012
27. Kikin A.I. Konstrukcii iz stal'nykh trub, zapolnennykh betonom [Structures of steel pipes filled with concrete]. 1974. 144 p. (rus).

Информация об авторах

Черник Владимир Игоревич

Ярославский государственный технический университет (ФГБОУ ВО "ЯГТУ"), г. Ярославль, Россия, аспирант.
E-mail: chernik_vi@mail.ru

Самарина Светлана Эдуардовна

Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВО «МГСУ»), г. Москва, Россия, преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ.
E-mail: zubareva494@mail.ru

Information about authors

Chernik Vladimir I.

Yaroslavl State Technical University (YSTU), Yaroslavl, Russia, postgraduate student
E-mail: chernik_vi@mail.ru

Samarina Svetlana E.

Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia, lecturer of the department of reinforced concrete and masonry structures MGSU.
E-mail: zubareva494@mail.ru

G.I. SHAPIRO¹¹LLC Techrecon, Moscow, Russia

SOME ISSUES OF CALCULATION IN THE CONNECTION OF THE PREFABRICATED STRUCTURES

Abstracts. During the development of the buildings design models, very important to take into account the conjugation of prefabricated structures, and to understand whether the continuity of their continuous conjugation will remain under the load. Sometimes errors in modeling can lead to an unreasonable increase in cross sections of structures, their damage, or even an accident during the construction and operation of a building. Below it is drawn attention to the number of tasks in which there are interface problems in the design of buildings and structures from prefabricated structures.

Keywords: prefabricated structures, platform joint, reinforced concrete, structural analysis

Г.И. ШАПИРО¹¹ООО «Техрекон», г. Москва, Россия

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ РАСЧЕТА ПРИ СОПРЯЖЕНИИ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Аннотация. При построении расчетных моделей зданий с учетом сопряжения сборных конструкций важно понимать, сохранится ли неразрывность их непрерывного сопряжения при приложении нагрузки. Зачастую ошибки в моделировании могут привести к необоснованному завышению сечений конструкций, их повреждению или даже аварии в процессе возведения и эксплуатации здания. Обращается внимание на ряд задач, в которых проблемы сопряжения встречаются при проектировании зданий и сооружений из сборных конструкций.

Ключевые слова: сборные конструкции, платформенный стык, железобетон, структурный анализ

Introduction

For the first time, the author encountered a similar task, studying [1] the water tower (figure 1) formed by a spatial frame with four pillars and a reservoir with a liquid (total weight P) supported by a support ring (R) as an example. The most important issue of calculation in that case was the choice of the calculation scheme. Each tower support pillar that receives a quarter of the weight of a tank of liquid must be individually designed. How to calculate and design the support ring (R)? If the weight of the tank with the liquid is evenly distributed around the ring, and balanced with four reactions of the supports, then designing and calculating the ring on the forces shown in figure 1 (b), we get an incorrect result, since the ring (R), interacting with the frames of the tank (T), will transfer the load associated with the large vertical rigidity of the tank, which means that the forces in the support ring (R) is determined not only by the weight of the reservoir with liquid, but also by the presence of connections between them.

Similar problems arise in the design and construction of prefabricated, in particular panel, structures.

1 The connection of a floor slab supported on internal load-bearing structures on three sides with a hanging panel of the outer wall

The connection of a floor slab supported on internal load-bearing structures on three sides with a hanging panel of the outer wall (see figure 2) is carried out through a mortar joint 20 mm thick. Due to the low tensile strength of the solution, one-sided bonds are formed at the contact, and the rigidity of the outer wall panel in its plane is several orders of magnitude higher than the rigidity of the floor slab. Therefore, effective areas of support for the outer wall panel will be small areas near the support and a gap is formed on the rest of the plate of the support plane, what the calculations indicate, taking into account the real diagram of the work of the mortar weld with low resistance to tensile. Hence, one requires additional reinforcement of floor slabs.

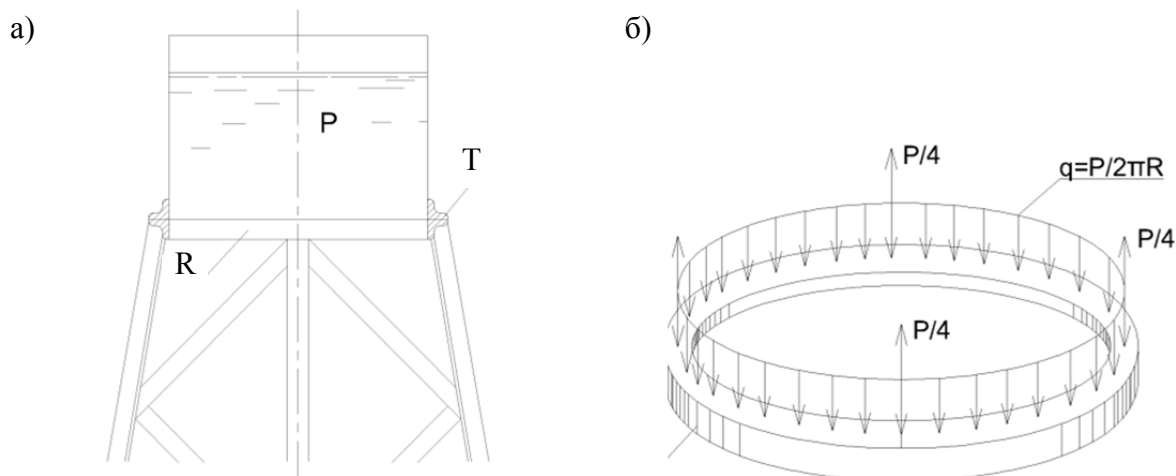


Figure 1 - Liquid tank tower and support ring (a) to transfer the load (b)

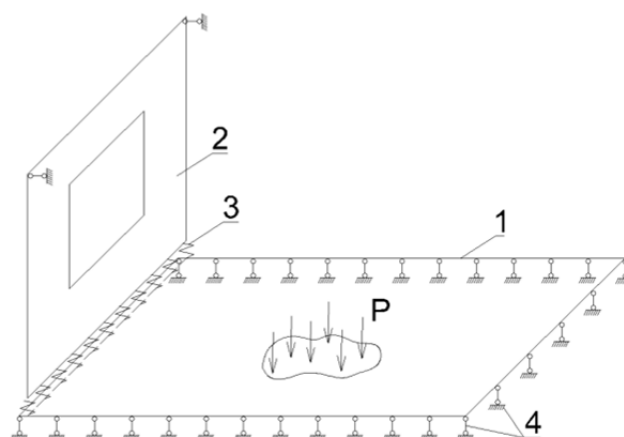


Figure 2 - The connection of the floor slab with a hanging outer wall panel

Its work in the process of installation becomes a multistage, which should be taken into account in the design and calculations. At the first stage, reinforcement is assigned according to the results of calculation for the own weight of the floor slab from the condition of its support on three

sides. In the second stage, after the installation of the exterior wall panel, the introduction of links and all loads (permanent and useful), the floor slab should be considered supported on four sides due to the “suspension” of the exterior wall panel, and the own weight of the floor plate should be considered only partially due to with creep concrete.

2 Conjugation of bearing internal wall panels with floor slabs.

In a panel building, the pairing of supporting internal wall panels with floor slabs forms a node, called a platform's joint, which is filled with either a cement-sand mortar 15-30 mm thick or 5-10 mm cement paste. The contact zone (joint) has similar physical and mechanical characteristics, as in Example 1, while the low tensile strength of the solution forms one-sided connections between the wall panels and the floor slabs.

Numerical calculation of the platform's joint by the finite element method, made in [3], showed that the strength of the joint depends not only on the amount of vertical forces in the supporting wall panel (as is customary in the calculations and design standards), but also on the horizontal forces in the floor plate disk. The values of the ratio of vertical and horizontal efforts depend on the location of the joint in the building and its architectural planning solution.

3 The connection of the bearing elements of the building with the sharp changes in its structural and planning decisions in height

When two floors are connected: the lower one, made in the form of a frame, monolith or panels with large openings, and the upper supporting panels with small openings, a complex stress-strain state occurs in the joint area, characterized by the appearance of tensile stresses, an increase in the tensile strength of the mortar, the crack in the seam will be formed across the plane of the construction support. Therefore, a computational model with connection elements describing the work of a contact joint as in examples 1 and 2 is considered. The principle of operation of these finite elements (compounds) is that when the specified limit forces (compression and / or tension) the final element of the contact connection ceases to perceive the additional load and is disconnected from further work.

At the same time, the final elements, in which the limiting efforts were achieved, continue to deform like elements from an elastoplastic material until the maximum deformations are reached.

Reinforced concrete models of structures were carried out on a large scale and experimental studies were carried out with them. Calculations based on these studies were also performed. The test fragment, built on a 1: 2 scale, consisted of a lower floor wall with a large opening (1), an overlap (2), a wall panel of the upper floor (3), mating with the structures through the mortar seam (4) (figure 3).

Comparison of the results of numerical simulation with the results of field tests showed their convergence [5-7]. From the computational analysis performed by the method of limiting equilibrium in the kinematic formulation, it is clear that all the mechanisms formed as a result of plastic deformations in the lintels and the seam were calculated with an accuracy of several parameters obtained during the tests, which allowed us to estimate the “contribution” of each structural element in overall strength and optimize load-bearing structures.

The lack of a unified approach in real structures and calculations leads to damage and defects in structures. The inadmissibility of such an approach became clear after conducting the above analysis of the calculations and the above experimental studies.

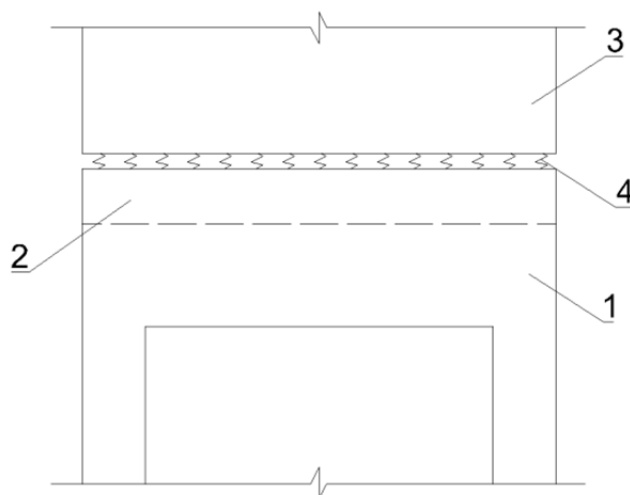


Figure 3 - Scheme of the walls of the lower and upper floors connection

In [8], there is a requirement to take into account the actual work of the joints of buildings when designing such systems.

4 Connections in panel buildings bearing prefabricated structures (walls) from the base plate

It should be noted that the solution of this problem is similar to the solution of the problem in Example 3.

Today, the described approach has been implemented in the LIRA-SAPR 2019 software package.

Conclusions

Possible problems that arise during the design and construction of prefabricated panel buildings are considered. It is noted that due to the low tensile strength of the mortar along the contact strip of the wall panel and the floor slab supported on three sides, one-way bonds are formed, while the stiffness of the outer wall panel in its plane is several orders of magnitude higher than the stiffness of the floor slab.

The values of the ratios of vertical and horizontal forces depend on the location of the joint in the building and its architectural and planning decisions.

The lack of a unified approach in real design and calculations leads to structural damage and structural defects.

REFERENCES

1. Feodos'yev V.I. Desyat' lektsiy-besed po soprotivleniyu materialov [Ten lectures and talks on the resistance of materials]. Moscow: Glavnaya redaktsiya Fiziko-matematicheskoy literatury izdatelstva "Nauka", 1969. 173 p.
2. Strugatskiy YU.M., Shapiro G.I. Zdaniye [Building]. Author's licence. No 1588903, B.I. No 32, 1990.
3. Shapiro G.I., Shapiro A.G. Raschet prochnosti platformennykh stykov panel'nykh zdaniy [Strength calculation of platform joints of panel buildings]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2008. No 1. Pp. 55-57.
4. Korovkin V.S., Kano I.L. Issledovaniye panel'nogo varianta konstruktivnogo resheniya pervykh nezhi-lykh etazhey krupnopanel'nykh zdaniy [Study of the panel version of the constructive solution of the first non-residential floors of large-panel buildings]. *Issledovaniye prochnosti i zhestkosti kon-struktsiy sbornykh mnogoeta-zhnykh zdaniy* [Study of the strength and rigidity of prefabricated multi-storey buildings]. Moscow: GlavAPU, 1985. Pp. 3-15.

5. Shapiro G.I., Smirnov A.V. O raschete konstruktivnykh panel'nykh zdaniy s karkasnymi konstruktivnymi nizhnimi nezhilykh etazhey [About structural analysis of panel buildings with the carcass structure of lower non-residential floors]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. No 4. Pp. 64-72.
6. Shapiro G.I., Smirnov A.V. Eksperimental'noye i chislennoye obosnovaniye modeli s odnostoronnimi svyaziyami dlya rascheta panel'nykh zdaniy s nizhnimi karkasnymi etazhami [Experimental and numerical justification of the model with unilateral constraints for the calculation of panel buildings with bottom frame floors]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2018. No 5 (79). Pp. 64-78.
7. Shapiro G.I., Smirnov A.V. Calculation model of typical panel building conjugation with large-span frame constructions. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Volume 456.
8. Russian Standard SP 335.1325800.2017 Krupnopanel'nyye konstruktivnyye sistemy [Large-panel structural systems]. Moscow: Minstroy Rossii, 2017. 162 p.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Феодосьев В.И. Десять лекций-бесед по сопротивлению материалов. Главная редакция Физико-математической литературы. М.: Изд-во «Наука», 1969. 173 с.
2. Стругацкий Ю.М., Шапиро Г.И. Здание. Авт. свид. № 1588903, Б.И. № 32, 1990.
3. Шапиров Г.И., Шапиро А.Г. Расчет прочности платформенных стыков панельных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2008. N 1. С. 55-57.
4. Коровкин В.С., Кано И.Л. Исследование панельного варианта конструктивного решения первых нежилых этажей крупнопанельных зданий // Исследование прочности и жесткости конструкций сборных многоэтажных зданий. М.: ГлавАПУ, 1985. С. 3-15.
5. Шапиро Г.И., Смирнов А.В. О расчете конструкций панельных зданий с каркасными конструкциями нижних нежилых этажей // Строительство и реконструкция. 2016. № 4. С. 64-72.
6. Шапиро Г.И., Смирнов А.В. Экспериментальное и численное обоснование модели с односторонними связями для расчета панельных зданий с нижними каркасными этажами // Строительство и реконструкция. 2018. № 5 (79). С. 64-78.
7. Shapiro G.I., Smirnov A.V. Calculation model of typical panel building conjugation with large-span frame constructions // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Volume 456.
8. СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. М.: Минстрой России, 2017. 162 с.

Information about authors:

Shapiro Gennady I.

LLC Techrecon, Moscow, Russia,
chief constructor Techrecon LLC, engineer.
E-mail: g-shapiro@mail.ru

Информация об авторах:

Шапиро Геннадий Исаакович

ООО «Техрекон», г. Москва, Россия,
гл. конструктор ООО «Техрекон», инженер.
E-mail: g-shapiro@mail.ru

А.И. БЕДОВ¹, А.И. ГАБИТОВ², А.С. САЛОВ², Э.И. ГАНЕЕВА², А.А. ПАРФЕНОВА²
¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия
²ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», г. Уфа, Россия

РАЗВИТИЕ И ОСОБЕННОСТИ ДИАГНОСТИКИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ТЕПЛОВИЗИОННОЙ СЪЕМКИ

Аннотация. Предметом исследования является повышение уровня энергоэффективности зданий и сооружений. В статье приведен анализ энергопотребления в России и за рубежом, подробно рассмотрены мероприятия по повышению энергоэффективности и энергосберегающие технологии при строительстве и реконструкции зданий в развитых странах мира. Представлена хронология развития тепловизионных приборов и диагностики строительных конструкций. Рассмотрена современная нормативная база и методики проведения обследований с применением тепловизионной съемки. Выявлены основные проблемы энергопотребления в Республике Башкортостан и наиболее часто встречающиеся причины их возникновения. Проанализирован уровень энергопотерь в г. Уфа, представлены результаты проведенных тепловизионных обследований ряда объектов различного назначения. На основе полученных результатов сделаны выводы о причинах снижения показателей теплоэффективности, определена экономическая эффективность различных способов утепления и предложены оптимальные варианты устройства ограждающих конструкций.

Ключевые слова: энергоэффективность, тепловизионная съемка, обследование, утеплитель, экономическая эффективность, теплопотери.

A.I. BEDOV¹, A.I. GABITOV², A.S. SALOV², E.I. GANEEVA², A.A. PARFYONOVA²
¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia
²Ufa State Petroleum Technical University, Ufa, Russia

DEVELOPMENT AND PECULIARITIES IN DIAGNOSTICS OF ENGINEERING STRUCTURES WITH APPLICATION OF THERMOVISION INSPECTION

Abstract. Increase of energy performance of buildings and structures is the subject of the research. Energy consumption both in Russia and abroad is analyzed, and energy performance measures and energy saving technologies at construction and reconstruction of buildings in the developed countries of the world are thoroughly considered herein. History of making thermal imaging devices and diagnostics of engineering structures is presented. Current regulatory framework and procedures for making thermovision inspection are reviewed. Main problems of energy consumption in the Republic of Bashkortostan and the frequent reasons thereof are found. Heat loss rate in Ufa is analyzed, with the results of thermovision inspection of various facilities being conducted, are given. Under the results obtained the reasons for reducing heat efficiency indicators are analyzed, economic efficiency of different insulation methods is defined, and optimum installation of enclosing structures are proposed.

Keywords: energy performance энергоэффективность, thermovision inspection тепловизионная съемка, survey обследование, insulation утеплитель, economic efficiency экономическая эффективность, heat loss теплопотери.

В настоящее время Россия обладает большими запасами как уже открытых, так и потенциальных энергетических ресурсов. В мировых разведанных запасах доля РФ составляет:

нефть — 13%, природный газ — 36%, уголь — 12%. Россия имеет самую протяженную береговую линию, что предоставляет в ее распоряжение огромные площади континентального шельфа (3,9 млн.км), высокоэффективные в отношении обнаружения запасов нефти и газа. Несмотря на такое богатство страны, положение в настоящее время таково, что почти каждая вторая тонна сжигаемого топлива расходуется нерационально. В доказательство можно привести статистические данные Международного энергетического агентства и американского совета АСЕЕЕ. По данным статистики Международного энергетического агентства, Российская Федерация находится лишь на двадцать восьмом месте по энергопотреблению [1, 2]. А изучив исследования в области энергопотребления американского совета АСЕЕЕ (American Council for an Energy-Efficient Economy), следует отметить, что Россия занимает последнее место по рациональному энергопотреблению. Во внимание они брали 12 крупнейших экономик мира: Австралии, Бразилии, Канады, Китая, Франции, Германии, Италии, Японии, России, Великобритании, США и Евро Союза. Лидирующие же позиции в данном рейтинге заняли Великобритания, Германия, Италия (рисунок 1).

Сравнивая Россию с другими странами мира, можно сделать вывод о том, что суровые климатические условия оказывают огромное влияние на потребление энергоресурсов, оно превышает в 6-8 раз показатели других стран [3]. Одна из причин заключается в большом количестве жилых зданий, которые возводились в 1917–1984 годы. В этот период времени преобладало строительство панельных зданий. Жилые здания возводились так быстро, что вопросам их теплоизоляции не уделялось должного внимания, поэтому приходилось решать вопросы с теплоизоляцией традиционными методами (проклейка швов на окнах, утепление стен, замена окон и дверей). Потеря тепла в домах старого типа высока и может достигать 80%. Указанная проблема ведет к росту коммунальных платежей. Здания таких типов нуждаются в реновации, которая заключается в комплексе мер, в том числе - утепление фасадов.



Рисунок 1 – Рациональное энергопотребление по странам

Начиная с 1970-х гг. многие страны проводили политику и внедряли программы по повышению энергоэффективности. Сегодня на промышленный сектор приходится почти 40% годового мирового потребления первичных энергоресурсов и примерно такая же доля мировых выбросов углекислого газа. Принят международный стандарт ISO 50001, который регулирует, в том числе, энергоэффективность.

Одной из важных проблем для России в области энергоэффективности является качество строительных материалов [4, 5]. Первичное жилье в многоэтажном здании на сегодняшний день дорогостоящее удовольствие, тем не менее, люди приобретают данный вид

жилья, не подозревая о его качестве. При строительстве зачастую используются некачественные материалы, что приводит к «пустым» стенам (это выявляется только при диагностике тепловизором), а также низкой температурой в помещениях. Жителям таких квартир в последующем приходится утеплять стены, менять окна и двери, за свой счет заниматься энергосбережением, учитывая тот факт, что многие молодые семьи покупают квартиры в ипотеку (на 20–30 лет).

В развитых странах на строительство и эксплуатацию зданий расходуется около половины всей энергии, в развивающихся странах — примерно треть. Это объясняется большим количеством бытовой техники в развитых странах. В России на бытовые нужды приходится около 40–45% всей вырабатываемой энергии. Затраты на отопление в жилых зданиях на территории нашей страны составляют 350–380 кВт*ч/м² в год (в 5–7 раз выше, чем в странах ЕС), а в некоторых типах зданий они достигают 680 кВт*ч/м² в год. Расстояния и изношенность теплосетей приводят к потерям в 40–50% от всей вырабатываемой энергии, направляемой на отопление зданий. Вследствие решения этих проблем идет активное строительство зданий с эффективными утеплителями и расположением по сторонам света, такие постройки имеют низкое энергопотребление, а также используют солнечную энергию для обогрева. Все это может повлиять на объем закупки энергоресурсов [6, 7]. А Россия, в свою очередь, имея основной доход от поставки энергоресурсов в страны зарубежья, не только уменьшит объемы экспорта, но и потеряет большую часть прибыли.

Уже на протяжении многих лет в европейских странах используют энергосберегающие технологии при строительстве и реконструкции зданий. В этих странах разработаны необходимые законодательные нормы с учетом экономических интересов собственников жилья и инвесторов. Повышения уровня энергоэффективности зданий добиваются применением эффективной теплоизоляции [8], установки теплонасосов, современных оконных и дверных блоков, не допускающих теплопотерь, использования котельных установок с высоким КПД и приборов поквартирного регулирования температуры.

В Германии на реконструкцию зданий с целью понижения энергопотребления было потрачено более 1,5 млрд. евро. Более того, владельцам жилья, желающим провести реконструкцию дома, предоставляются налоговые льготы в размере 20% и банковские кредиты с низкой процентной ставкой.

Во Франции в 2005 году для семей, желающих использовать технологии экономии термической энергии в собственном жилище, ввели в действие программу налоговых льгот. При модернизации жилья им предоставляется кредит, право на возмещение до 50% расходов по установке систем терморегуляции, модернизации отопления и использования альтернативных источников энергии: биотопливо, энергия солнца и ветра.

В Японии энергосберегающая политика получила начало с 1973 года. Предпринимаются меры по снижению энергоемкости зданий, усовершенствованию конструкций зданий для снижения затрат на отопление и кондиционирование. Особое внимание уделяется развитию гелиоэнергетике. Использование солнечных батарей позволяет значительно снизить расходы на электроэнергию. Установка солнечных батарей на треть оплачивается правительством.

В странах Европы и США появилась тенденция применения энергосберегающих технологий, выражаемая в строительстве «пассивных» зданий, характеризующихся малым электропотреблением и отсутствием отопления и «активных» зданий способных вырабатывать электроэнергию для собственных нужд. Для сравнения в России первый «активный» дом построен только в 2011 году. Приоритет в технологиях ставится на повышении эффективности теплоизоляции, монтажа устройств рекуперации для использования тепла вытяжного воздуха. Кроме этого, принимаются меры препятствующие инфильтрации теплого воздуха через окна, двери, балконы путем их замены, в результате этих мер по санации, на современный, инновационный вариант. Огромная роль отводится применению котельных с повышенным

КПД. В квартирах домов повсеместно используются приборы для регулирования температуры помещений.

Тепловизионная диагностика здания является важным элементом теплотехнической части энергетического обследования [9, 10], предназначенная для измерения и исследования фактического температурного поля поверхности излучения, к которой в данном случае можно отнести наружные ограждающие конструкции, внутренние тепловые источники и т.п. Измерения, проводимые с помощью приборов тепловизионного наблюдения, формируют практически сплошную тепловую картину рассматриваемого элемента здания (одновременно регистрируют несколько значений температур).

Тепловизоры (рисунок 2) - это устройства, предназначенные для наблюдения нагретых объектов по их собственному тепловому излучению. Они преобразуют невидимое глазом человека инфракрасное излучение в электрические сигналы, которые после усиления и автоматической обработки вновь преобразуются в видимое изображение объектов. В отличие от изображений в видимой и ближней инфракрасной областях спектра, полученных за счет отраженного излучения объекта и различий в отражательной способности его элементов и отражающего фона, тепловые (инфракрасные) изображения создаются за счет собственного теплового излучения объекта и определяются различиями в температуре и излучательной способности его элементов и окружающего фона. Изменения температуры поверхности излучения объекта в определенной мере соответствуют деталям визуально наблюдаемой картины, поэтому создаваемые тепловизором изображения в основном отвечают представлениям о форме и размерах рассматриваемых объектов и его отдельных участков.



Рисунок 2 - Тепловизор

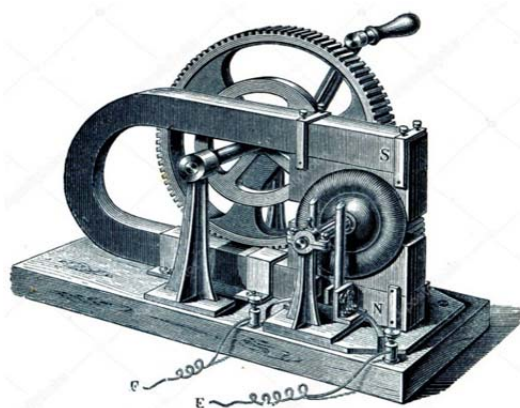


Рисунок 3 - Эвапорограф

Первой попыткой создания тепловизора можно назвать эвапорограф, что означает «регистрация испарения» (рисунок 3). В качестве преобразователя использовалась масляная пленка. Разность температур наблюдаемого объекта и окружающей среды фиксировалась и преобразовывалась в разность толщины пленки. При нагревании происходило неравномерное испарение жидкости и таким образом осуществлялось отображение объекта. Основой его создания послужили опыты Д.Гершеля еще в 19 веке, который использовал фильтровальную бумагу, пропитанную спиртом и прокопченную со стороны наблюдаемого предмета. В начале 20 века были попытки усовершенствовать прибор и достигнуты определенные успехи в Америке, Германии и Советском Союзе. Однако все приборы относились к классу не сканирующих устройств и не получили широкого применения из-за низкой разрешающей способности и скорости воспроизведения предмета исследования.

В 1945-1950 гг. во многих странах начались разработки сканирующего устройства, идею которого предложил советский ученый Ф.Е. Темников. В основе предложенного метода было развертывающее преобразование. Главное внимание было направлено на систему оптико-механического сканирования, поскольку в то время передающие телевизионные

трубки не были достаточно чувствительными к инфракрасному излучению, и основным показателем было время передачи изображения. По этому принципу они классифицировались как низкоскоростные, среднескоростные и высокоскоростные. Первые высокоскоростные тепловизоры появились в 60-х годах двадцатого века. С этого момента началось активное развитие отрасли.

Опыт предыдущих поколений и быстрое развитие науки и техники послужили стимулом для разработки твердотельных матриц, и было доказано, что с помощью кремния возможно преобразование оптических в электрические сигналы. При помощи сдвиговых регистров отдельные элементы матриц, располагающиеся по периферии, сканировались в двух перпендикулярных направлениях. В 70 годах появились аналоги регистров, которые именуются ПЗС, выполняющие роль хранителей сигналов, которые затем расшифровываются специальными устройствами и транслируются в виде изображений. В настоящее время наиболее широкое применение имеют сверхчувствительные неохлаждаемые болометры. В нашей стране производство по данной технологии было освоено в 2007 году.

В зависимости от модели тепловизоры различаются по величине шага измеряемой температуры. Современные технологии позволяют различать температуру объектов с точностью до (0,05-0,1)К. Благодаря хорошей блокировке фильтров измерения температуры могут проводиться "по месту" для всех других обрабатывающих лазеров, работающих в диапазоне от 800 нм до 2,6 мкм.

Для корректного измерения температуры объекта необходимо, чтобы он полностью попадал в пиксель. Физически изображение объекта проецируется на детекторе, при этом, чем дальше тепловизор находится от объекта, тем больше "размыто" изображение. Поэтому чем больше будет в детекторе пикселей, тем более четкое изображение мы будем получать. Иногда стандартное поле зрения можно изменить. Для этого применяют телеобъектив. У таких объективов угол поля зрения меньше стандартного и они, как бы, приближают объект к тепловизору. В некоторых объективах тепловизоров используются особая конструкция линз, которая обеспечивает более широкое поле зрения. Эти объективы называются широкоугольными и находят применение, когда нет возможности отойти на достаточное расстояние, чтобы охватить объект измерения.

Тепловизоры нашли применение во множестве отраслей. Это стало возможным с одной стороны потому, что инфракрасное излучение окружает нас постоянно и несет много информации для обнаружения объектов и их диагностики. С другой стороны, универсальность тепловизоров связана с их основными преимуществами: дистанционное измерение на достаточных расстояниях, мобильность, работа в реальном времени.

Основным и главным недостатком тепловизора является большая цена - 90% стоимости прибора составляют его элементы: матрица и объектив. Матрицы весьма сложны в производстве, и, соответственно, дороги. Объективы нельзя сделать из стекла, потому что этот материал не пропускает ИК излучение. По этой причине для создания объективов применяются редкие и дорогие материалы.

Любые работы, в том числе и тепловизионное обследование, должны проводиться в соответствии с рядом нормативно-правовых документов, регулирующих отдельно взятую сферу деятельности [11, 12]. Для тепловизионного обследования это, в первую очередь, перечень ГОСТов, федеральных законов и СП, являющихся определяющими для данного вида работ. Прежде чем приступить к рассмотрению нормативной базы, определяющей правила тепловизионных исследований, необходимо упомянуть, что теория теплового контроля строительных и электротехнических конструкций разработана достаточно давно, и современная версия термодиагностики является «реинкарнацией» проверенной и хорошо зарекомендовавшей себя методики строительной диагностики. Это означает, что всякий термографический анализ производится не ради измерений, а с целью обнаружения отклонений от утвер-

ждённых количественных и качественных соотношений в конструкции зданий или электрооборудования.

В частности, при проверке теплоизолирующих ограждений строительных конструкций руководствуются нормативами, изложенными в следующих документах:

- СП 50.13330.2012 с изм. №1 «Тепловая защита зданий»;
- МГСН 2.01-99 «Энергосбережение в зданиях».

В числе прочего в данных документах сформулированы требования по тепловому балансу между внутренней атмосферой и температурой стен и именно эти нормативы являются основанием для оформления претензий к строителям.

Базовые положения о применении методов неразрушающего контроля изложены в следующих правилах и стандартах:

- ГОСТ Р 54853-2011 «Здания и сооружения. Метод определения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций с помощью тепломера»;
- ГОСТ 26629-85 «Здания и сооружения. Метод тепловизионного контроля качества теплоизоляции ограждающих конструкций» (рассмотрены особенности контроля специальных теплоизолирующих покрытий);
- ГОСТ 25380-2014 «Здания и сооружения. Метод измерения плотности тепловых потоков, проходящих через ограждающие конструкции» (сформулированы методические указания по организации термографических замеров);
- РД-13-04-2006 «О порядке проведения теплового контроля технических устройств и сооружений, применяемых и эксплуатируемых на опасных производственных объектах» (в том числе и о порядке проведения тепловизионного контроля на объектах повышенной опасности).

Существует более современный стандарт, в котором сформулированы основные понятия, числовые соотношения и методические указания для проведения термографических проверок: ГОСТ Р 54852-2011 «Здания и сооружения. Метод тепловизионного контроля качества теплоизоляции ограждающих конструкций».

Если же электротехническая лаборатория планирует оказывать услуги в области энергоаудита тепловых сетей, то при составлении отчётов следует принять во внимание рекомендации, изложенные в РД 153.34.0-20.364-00 «Методика инфракрасной диагностики тепломеханического оборудования». Существует также нормативный документ для проведения тепловизионного обследования зданий и всевозможных сооружений – Федеральный закон № 261-ФЗ «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации».

Главные требования к проведению работ по тепловизионному контролю сооружений и ограждающих конструкций заключаются в наличии лицензий, аттестатов и допусков, обязательной проверке всех видов оборудования, необходимого для обследования, обязательном перепаде температуры во время проведения работ по сравнению с внутренней температурой помещения и температурой воздуха, наличию датчиков измерения тепла и самописцев в соответствии с действующими нормативными документами. Также в момент проведения работ не должно быть никаких осадков, а тепловые границы зданий должны быть замкнуты. Снаружи сооружение следует измерять на одинаковом для каждого замера расстоянии. Все поверхности ограждающих конструкций должны быть обязательно подвержены тепловой съемке.

Во время проведения тепловизионной диагностики ограждающих конструкций здания можно применять и другие методы неразрушающего контроля [13, 14].

Тепловизионное обследование предназначено для решения следующих задач:

- выявление возможных дефектов теплозащиты ограждающих конструкций с указанием типов нарушений, мест их расположения и параметров;

- учет влияния выявленных дефектов теплозащиты на нормируемые энергетические показатели здания при определении энергоэффективности и класса энергосбережения;
- планирование мероприятий по приведению теплоизоляции и воздухопроницаемости к нормативным показателям с целью повышения энергетической эффективности здания.

В г. Уфа широко распространена программа тепловизионного обследования существующих конструкций фасадных систем жилых зданий, утвержденная Министерством по жилищно-коммунальному и дорожному строительству Республики Башкортостан [15, 16].

Для анализа уровня энергопотерь в г. Уфа были проведены тепловизионные обследования ряда объектов различного назначения [17].

Одноэтажное здание с облицовкой из сэндвич-панелей представляет собой производственно-бытовой корпус трапецеидальной формы с размерами в плане 33,0х13,8 м., высотой 6,840-8,045 м. Окна, наружные двери и витражи – из ПВХ-профиля с двухкамерными стеклопакетами. Ворота – секционные с калиткой.

В ходе тепловизионного обследования были выявлены незначительные теплопотери в углах наружных стен в торцевых помещениях здания (дефект должен устраниться после естественного снижения влажности стен в процессе последующих отопительных периодов), окна, наружные двери, ворота и углы являются естественными участками теплопотерь (рисунки 4, 5).

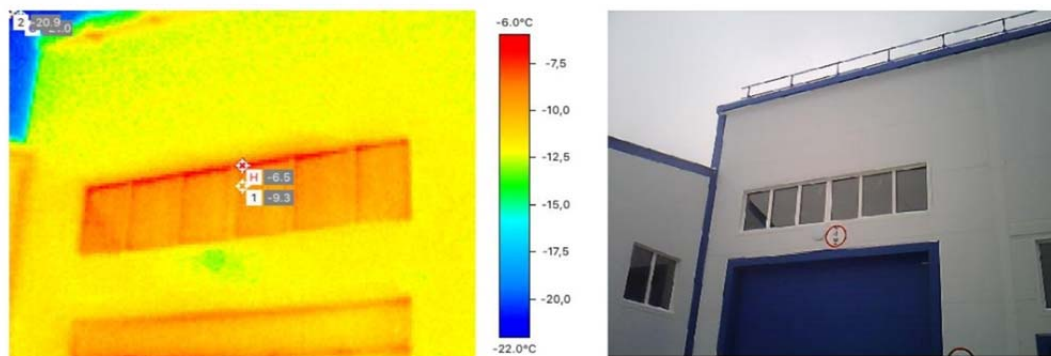


Рисунок 4 - Термограмма фрагмента наружной поверхности ограждающих конструкций одноэтажного здания с облицовкой из сэндвич-панелей

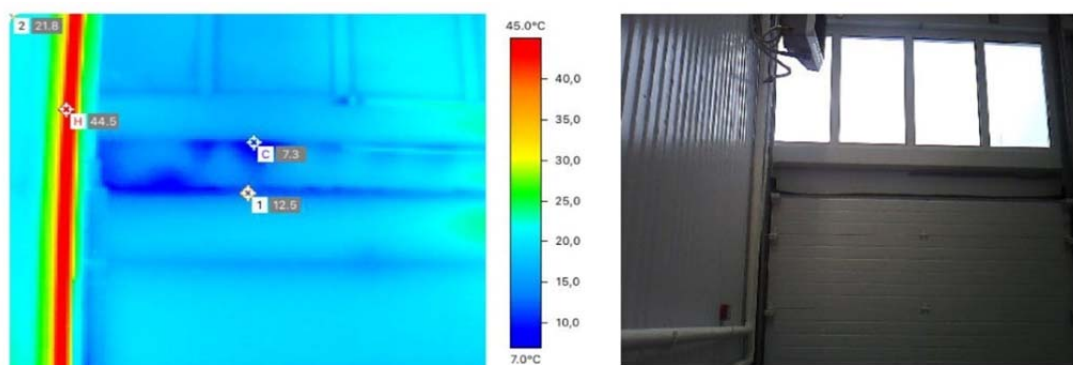


Рисунок 5 - Термограмма фрагмента внутренней поверхности ограждающих конструкций одноэтажного здания с облицовкой из сэндвич-панелей

Выявлено, что на значительной части поверхности ограждающих конструкций температурное поле равномерное. На фасаде не обнаружены температурные аномалии и дефекты, которые могли бы быть вызваны некачественным утеплением стен. Тепловой поток с рядовой поверхности стен равномерный.

Многоэтажный жилой дом со стенами из кирпичной кладки с утеплением минераловатными плитами. Здание – пятнадцатизэтажное с толщиной стен 380-510 мм, утеплитель 100 мм минеральная вата, в плане сложной формы с размерами 53,81х15,22 м. Перегородки выполнены из керамического кирпича толщиной 65, 120 и 250 мм, а также пазогребневых плит толщиной 80 мм и газобетонных блоков толщиной 200 мм.

Выявлено, что на значительной части поверхности ограждающих конструкций температурное поле равномерное. На фасаде не обнаружены температурные аномалии и дефекты, которые могли бы быть вызваны некачественным утеплением стен. Тепловой поток с рядовой поверхности стен равномерный. Таким образом, существенные теплопотери наблюдаются только в наружных углах помещений.

В результате выполненного тепловизионного обследования были выявлены участки, не соответствующие требованиям теплотехники. Некачественно выполнено примыкание утеплителя к стене в углу здания (рисунки 6, 7). Согласно п. 5.2 таблицы 5 (СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий») «...нормируемый температурный перепад для наружных стен жилых зданий составляет $4,0^{\circ}\text{C}$...». По результатам тепловизионного обследования фактический температурный перепад варьируется от $3,2^{\circ}\text{C}$ до $16,1^{\circ}\text{C}$, что не соответствует нормам.

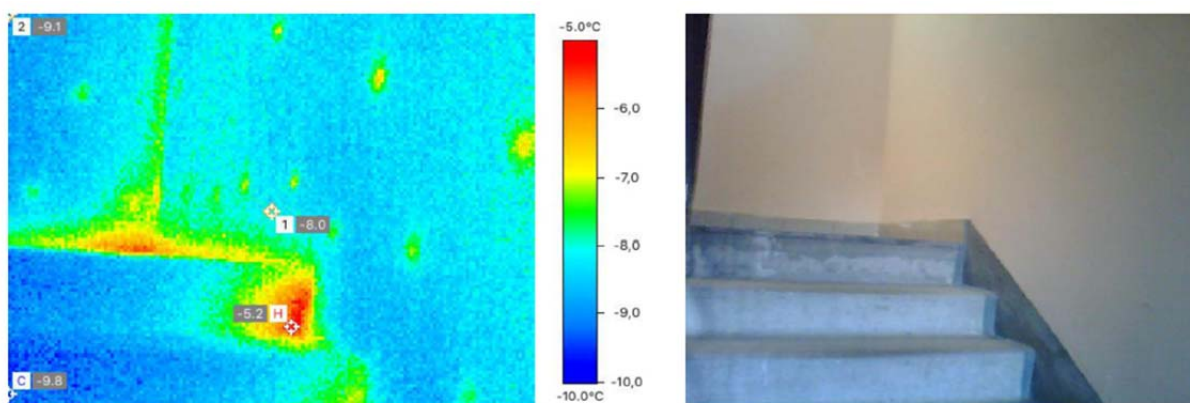


Рисунок 6 – Термограмма лестничной клетки многоэтажного жилого здания со стенами из кирпичной кладки с утеплением минераловатными плитами

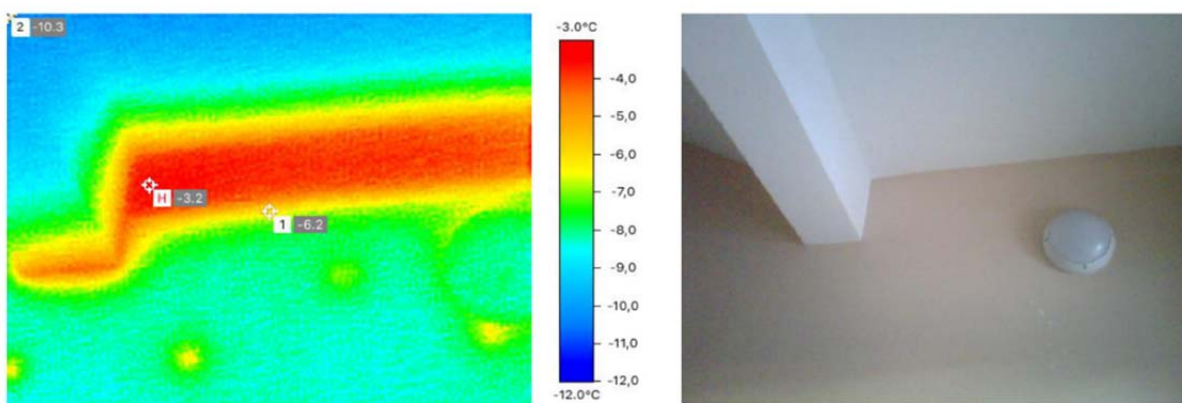


Рисунок 7 – Термограмма узла опирания перекрытия в многоэтажном жилом здании со стенами из кирпичной кладки с утеплением минераловатными плитами

По результатам проведенного комплекса работ с использованием визуально-измерительного контроля и анализа проектной и исполнительной документации установлено, что работы по теплоизоляции наружных стен выполнены в соответствии с проектом. Однако примыкание утеплителя к торцам стен выполнено некачественно, вследствие чего происходят теплопотери в углах помещений.

Трехэтажный торгово-сервисный комплекс с наружными стенами из кирпичной кладки и утеплением минераловатными плитами. Здание – трехэтажное, с толщиной стен 380, 510 мм, с цокольным этажом, в плане прямоугольной формы с габаритными размерами 34,725х14,61 м, с высотой первого этажа 4,2 м, второго – 3,7 м, третьего – 3,1 м, высота цокольного этажа – 3,2 м. Фасады торгово-сервисного комплекса решены в трехцветном сочетании облицовки керамогранитными плитами. Облицовка цоколя выполнена из плитки по технологии Besser. Окна, наружные двери и витражи – из ПВХ-профиля с двухкамерными стеклопакетами (рисунки 8, 9).

Обнаружены незначительные теплопотери в наружных углах стен в торцевых помещениях здания (дефект должен устраниться после естественного снижения влажности стен в процессе последующих отопительных периодов), углы являются естественными участками теплопотерь.

Выявлено, что на значительной части поверхности ограждающих конструкций температурное поле равномерное. На фасаде не обнаружены температурные аномалии и дефекты, которые могли бы быть вызваны некачественным утеплением стен. Тепловой поток с рядовой поверхности стен равномерный.

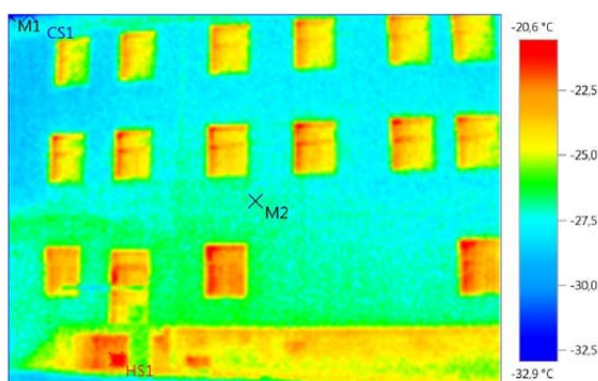


Рисунок 8 – Термограмма фасада трехэтажного торгово-сервисного комплекса со стенами из кирпичной кладки с утеплением минераловатными плитами

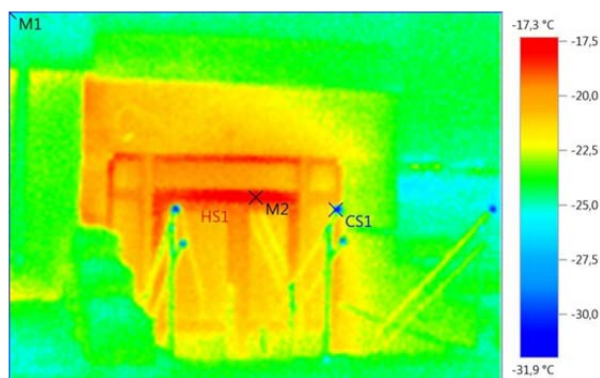


Рисунок 9 – Термограмма входной группы трехэтажного торгово-сервисного комплекса со стенами из кирпичной кладки с утеплением минераловатными плитами

Результаты анализа тепловизионного обследования показывают, что причинами снижения показателей теплоэффективности являются просчёты в проектировании, выбор некачественных материалов, низкое качество производства работ и неправильная эксплуатация [18, 19].

На основе проведенных тепловизионных обследований ряда объектов в Республике Башкортостан определена экономическая эффективность различных способов утепления

ограждающих конструкций и выбраны оптимальные варианты устройства ограждающей конструкции в зависимости от назначения здания.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Определение теплотерь узла сопряжения оконной рамы со стеной при замене устаревшей конструкции оконных блоков на современные / А.И. Бедов, А.М. Гайсин, А.И. Габитов, Р.Г. Галеев, А.С. Салов, М.С. Шибиркина // Вестник МГСУ. 2015. №11. С. 46-57.
2. Гагарин В.Г. Макроэкономические аспекты обоснования энергосберегающих мероприятий при повышении теплозащиты ограждающих конструкций зданий // Строительные материалы. 2010. № 3. С. 8-16.
3. Исторические аспекты развития энергоэффективных технологий в строительстве / А.И. Габитов, А.М. Гайсин, Е.А. Удалова, А.С. Салов, В.В. Ямилова, Э.С. Гайнанова // Экологические системы и приборы. 2019. № 4. С. 44-50.
4. Гайсин А.М., Бабков В.В. Анализ несущих наружных стен многоэтажных жилых домов в республике Башкортостан с позиции удельной теплозащитной характеристики // Строительные материалы. 2016. № 10. С. 55-57.
5. Опыт реализации новых российских нормативов по теплозащите ограждающих конструкций зданий в республике Башкортостан / Р.Ф. Мамлеев, Р.Ш. Сагитов, Г.С. Колесник, В.В. Бабков, Р.Р. Гареев, А.М. Гайсин, А.П. Москалев, Ю.М. Коробейников, Г.Ф. Разумова, А.Н. Чикота, И.В. Федорцев, Х.Д. Мавляиров, А.Л. Яровенко, В.Б. Карташов, Д.А. Сеницин // Строительные материалы. 2003. № 10. С. 6-9.
6. CAD in interdisciplinary integration as a tool to increase specialist training quality in "Construction" education / A.I. Bedov, A.I. Gabitov, A.M. Gaisin, A.S. Salov, A.R. Chernova // VI International Scientific Conference "Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education" (IPICSE-2018), Moscow, Russia, November 14-16, 2018. P. 1-7.
7. Опыт эксплуатации зданий с теплоэффективными наружными стенами в условиях республики Башкортостан / В.В. Бабков, А.М. Гайсин, И.М. Нафтулович, Д.А. Сеницин, Г.С. Колесник // Ростехнадзор. Наш регион. 2005. № 5. С. 22.
8. Несущие наружные трехслойные стены зданий с повышенной теплозащитой / В.В. Бабков, Г.С. Колесник, А.М. Гайсин, Р.Р. Гареев, А.Н. Чикота // Строительные материалы. 1998. №6. С. 16-18.
9. Буркитбаев А.К., Адилова Ш.К. Тепловизионное обследование как способ технической диагностики теплотерь в зданиях и сооружениях // Вестник Алматинского технологического университета. 2013. № 1. С. 77-79.
10. Логачева Е.А., Жданов В.Г., Тарануха Д.С. Тепловизионное обследование зданий и сооружений // Сборник «Методы и технические средства повышения эффективности использования электрооборудования в промышленности и сельском хозяйстве. 78-я научно-практическая конференция». 2014. С. 102-106.
11. Смородова О.В. Проблемы оценки эффективности теплотребления по результатам тепловизионного обследования // Инновационная наука. 2016. № 4-3. С. 147-151.
12. CAD analysis for stress and strain behaviour of masonries made of hollow ceramic blocks. / A.I. Bedov, A.I. Gabitov, A.M. Gaisin, A.S. Salov, A.R. Chernova // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: Volume 465, 2018. VII International Symposium Actual Problems of Computational Simulation in Civil Engineering 1–8 July 2018, Novosibirsk, Russian Federation. P.1-7
13. Бедов А.И., Гайсин А.М., Габитов А.И. Компьютерное моделирование работы под нагрузкой высокопустотных керамических стеновых изделий и кладок на их основе // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. №3 (369). С. 231-236.
14. Салов А.С., Гайнанова Э.С. Особенности мониторинга и проведения обследования теплотехнического состояния строительных конструкций // Вестник евразийской науки. 2019. Т. 11. № 1. С. 54.
15. Самарин О.Д. Основы обеспечения микроклимата зданий. М.: Изд-во АСВ, 2014. 208 с.
16. Недосеко И.В., Ишматов Ф.И., Алиев Р.Р. Применение конструкционно-теплоизоляционного керамзитобетона в несущих и ограждающих конструкциях зданий жилищно-гражданского назначения // Строительные материалы. 2011. № 7. С. 14-17.
17. Вавилов В.П. Инфракрасная термография и тепловой контроль. Москва, ИД Спектр, 2009. 544 стр.
18. Теплоэффективные наружные стены в практике современного строительства жилых домов и зданий другого значения / В.В. Бабков, Р.Ф. Хуснутдинов, А.Е. Чуйкин, А.М. Гайсин, Р.Р. Гареев // Уфимский государственный нефтяной технический университет. Санкт-Петербург, 2011.
19. Increase of energy performance of residential buildings with enclosing structures made of masonries with application of ceramic blocks / A.I. Bedov, A.I. Gabitov, A.S. Salov, A.R. Biktasheva // Journal of Physics: Conference Series 2020. 1425(1), 012042.

REFERENCES

1. Bedov A.I., Gaisin A.M., Gabitov A.I., Galeev R.G., Salov A.S., Shibirkina M.S. Opredelenie teplopoter' uzla sopriazheniia okonnoi ramy so stenoj pri zamene ustarevshei konstruksii okonnykh blokov na sovremennye [Determination of heat losses of a window frame to the wall joint when replacing the outdated constructions of window blocks with modern ones]. *Bulletin of MSUCE*. 2015. No. 11. Pp. 46-57. (rus).
2. Gagarin V.G. Makroekonomicheskie aspekty obosnovaniia energosberegaiushchikh meropriiati pri povyshenii teplozashchity ograzhdaiushchikh konstruksii zdanii [Macroeconomic reasons for applying energy saving measures under increasing of heat insulation in building enclosing structures]. *Construction materials*. 2010. No. 3. Pp. 8-16. (rus).
3. Gabitov A.I., Gaisin A.M., Udalova E.A., Salov A.S., Yamilova V.V., Gainanova E.S. Istoricheskie aspekty razvitiia energoeffektivnykh tekhnologii v stroitel'stve [Historical aspects of the development of energy efficient technologies in construction]. *Ecological systems and devices*. 2019. No. 4. Pp. 44-50. (rus).
4. Gaisin A.M., Babkov V.V. Analiz nesushchikh naruzhnykh sten mnogoetazhnykh zhilykh domov v respublike Bashkortostan s pozitsii udel'noi teplozashchitnoi kharakteristiki [Analysis of Bearing External Walls of Multi-story Residential Buildings in the Republic of Bashkortostan from the Position of Specific Thermal Protection Characteristic]. *Construction materials*. 2016. No. 10. Pp. 55-57. (rus).
5. Mamleev R.F., Sagitov R.Sh., Kolesnik G.S., Babkov V.V., Gareev R.R., Gaisin A.M., Moskal'yov A.P., Korobeinikov Yu.M., Razumova G.F., Chikota A.N., Fedortsev I.V., Mavliyarov H.D., Yarovenko A.L., Kartashov V.B., Sinitsyn D.A. Opyt realizatsii novykh rossiiskikh normativov po teplozashchite ograzhdaiushchikh konstruksii zdanii v respublike Bashkortostan [Experience in applying new Russian standards for heat protection of building enclosing structures in the Republic of Bashkortostan]. *Construction materials*. 2003. No. 10. Pp. 6-9. (rus).
6. Bedov A.I., Gabitov A.I., Gaisin A.M., Salov A.S., Chernova A.R. CAD in interdisciplinary integration as a tool to increase specialist training quality in "Construction" education. VI International Scientific Conference "Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education" (IPICSE-2018) Moscow, Russia, November 14-16, 2018. P.1-7.
7. Babkov V.V., Gaisin A.M., Naftulovich I.M., Sinitsyn D.A., Kolesnik G.S. Opyt ekspluatatsii zdanii s teploeffektivnymi naruzhnymi stenami v usloviakh respubliki Bashkortostan [Operating experience of buildings with heat efficient exterior walls in the Republic of Bashkortostan]. *Rostekhnadzor. Our region*. 2005. No. 5. Pp. 22. (rus).
8. Babkov V.V., Kolesnik G.S., Gaisin A.M., Gareev R.R., Chikota A.N. Nesushchie naruzhnye trekh-sloynnye steny zdanii s povyshennoi teplozashchitoy [Bearing exterior three-layer walls of buildings with hyperinsulation]. *Construction materials*. 1998. No. 6. Pp. 16-18. (rus).
9. Burkitbaev A.K., Adilova Sh. K. Teplovizionnoe obsledovanie kak sposob tekhnicheskoi dia-gnostiki teplopoter' v zdaniakh i sooruzheniyakh [Thermovision inspection as a way for technical diagnostics of heat loss in buildings and structures]. *Bulletin of Almaty technological University*. 2013. No. 1. Pp. 77-79. (rus).
10. Logacheva Ye.A., Zhdanov V.G., Taranukha D.S. Teplovizionnoe obsledovanie zdanii i sooruzhenii [Thermovision inspection of buildings and structures]. *Collection «Methods and technical means of improving efficiency in the use of electrical equipment in industry and agriculture. The 78th Scientific and practical conference»*. 2014. Pp. 102-106. (rus).
11. Smorodova O.V. Problemy otsenki effektivnosti teplopotrebleniia po rezul'tatam teplovizionnogo obsledovaniia [Problems for assessing heat consumption under thermovision inspection]. *Innovation science*. 2016. No. 4-3. Pp. 147-151. (rus).
12. Bedov A.I., Gabitov A.I., Gaisin A.M., Salov A.S., Chernova A.R. CAD analysis for stress and strain behaviour of masonries made of hollow ceramic blocks. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: Volume 465, 2018. VII International Symposium Actual Problems of Computational Simulation in Civil Engineering 1–8 July 2018, Novosibirsk, Russian Federation. P.1-7
13. Bedov A.I., Gaisin A.M., Gabitov A.I. Komp'yuternoe modelirovanie raboty pod nagruzkoi vysokopustotnykh keramicheskikh stenovykh izdelii i kladok na ikh osnove [Computer Modeling of Work under the Load of High-Loose Ceramic Wall Articles and Classics Based on Their Basis]. *News of higher educational institutions. Textile industry technology*. 2017. No. 3 (369). Pp. 231-236. (rus).
14. Salov A.S., Gainanova E.S. Osobennosti monitoringa i provedeniia obsledovaniia teplotekh-nicheskogo sostoianiia stroitel'nykh konstruksii [Features of monitoring and inspection of the thermal state of building structures]. *Bulletin of the eurasian science*. 2019. T 11. No. 1. Pp. 54. (rus).
15. Samarin O.D. Osnovy obespecheniia mikroklimata zdanii [Provisions for making internal conditions in buildings]. M.: ASB Publishers. 2014. P. 208. (rus).
16. Nedoseko I.V., Ishmatov F.I., Aliev R.R. Primenenie konstruksionno-teploizoliatsionnogo keram-zitobetona v nesushchikh i ograzhdaiushchikh konstruksiyakh zdanii zhilishchno-grazhdanskogo naznacheniia [Application of structural and heat insulating lightweight concrete in bearing and enclosing structures of civil engineering facilities]. *Construction materials*. 2011. No. 7. Pp. 14-17. (rus).
17. Vavilov V.P. Infrakrasnaia termografiia i teplovoi kontrol' [Infrared thermography and heat control]. *Moscow, Spectr Publ*. 2009. P. 544. (rus).

18. Babkov V.V., Khusnutdinov R.F., Chuikin A.E., Gaisin A.M., Gareev R.R. Teploeffektivnye naruzhnye steny v praktike sovremennogo stroitel'stva zhilykh domov i zdaniy drugogo znachenii [Heat efficient exterior walls in modern practice of constructing residential houses and other buildings]. *Ufa state petroleum technological university. Saint-Petersburg*. 2011. (rus).

19. Bedov A.I., Gabitov A.I., Salov A.S., Biktasheva A.R. Increase of energy performance of residential buildings with enclosing structures made of masonries with application of ceramic blocks // *Journal of Physics: Conference Series* 2020. 1425(1), 012042.

Информация об авторах

Бедов Анатолий Иванович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Москва, Россия,

канд. техн. наук, проф., профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: gbk@mgsu.ru

Габитов Азат Исмаилович

ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», Уфа, Россия,

доктор технических наук, профессор, профессор кафедры строительных конструкций.

E-mail: azat7@ufanet.ru

Салов Александр Сергеевич

ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», Уфа, Россия,

кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры автомобильные дороги и технология строительного производства.

E-mail: salov@list.ru

Ганеева Элина Ильдаровна

ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», Уфа, Россия,

студент группы БПГ-16-02.

E-mail: ganeeva.elina@mail.ru

Парфенова Анастасия Александровна

ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», Уфа, Россия,

студент группы БПГ-16-02.

E-mail: nastya10092011@mail.ru

Information about authors

Bedov Anatoly I.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,

cand. tech. sciences, prof., professor of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: gbk@mgsu.ru

Gabitov Azat I.

Ufa State Petroleum Technical University, Ufa, Russia,

doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Building Structures.

E-mail: azat7@ufanet.ru

Salov Alexander S.

Ufa State Petroleum Technical University, Ufa, Russia,

candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Roads and Construction Technology.

E-mail: salov@list.ru

Ganeeva Elina I.

Ufa State Petroleum Technical University, Ufa, Russia,

student of the BPG-16-02 group.

E-mail: ganeeva.elina@mail.ru

Parfenova Anastasia A.

Ufa State Petroleum Technical University, Ufa, Russia,

student of the BPG-16-02 group.

E-mail: nastya10092011@mail.ru

С.Ю. САВИН¹, В.И. КОЛЧУНОВ^{2,3}, В.В. КОВАЛЕВ³¹ Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН, г. Москва, Россия² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия³ Юго-Западный государственный университет, г. Курск, Россия

КРИТЕРИАЛЬНАЯ ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМОГО ЖЕЛЕ- ЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ПРИ АВАРИЙНОЙ РАСЧЕТНОЙ СИТУАЦИИ

Аннотация. В соответствии с СП 385.1325800 при реконструкции объектов повышенного и нормального уровня ответственности должна быть обеспечена их защита от прогрессирующего обрушения. Однако исследования сопротивления конструктивных систем, прошедших реконструкцию, при сценариях особых воздействий, связанных с внезапными структурными перестройками, в научной литературе практически отсутствуют. В связи с этим предметом исследования данной статьи является сопротивление прогрессирующему обрушению железобетонного каркаса реконструируемого промышленного здания с элементами усиления, выполненными из стальных прокатных профилей. Показано, что при большей начальной гибкости сжато-изгибаемых элементов возможен сценарий исчерпания несущей способности, связанный с потерей устойчивости. В связи с этим для такого анализа предлагается использовать нелинейный расчет устойчивости деформированных состояний конструктивной системы в качестве дополнительного инструмента при оценке сопротивления каркасов зданий и сооружений прогрессирующему обрушению.

Ключевые слова: железобетон, рамный каркас, аварийная ситуация, реконструкция, прогрессирующее обрушение, потеря устойчивости.

S.Yu. SAVIN¹, V.I. KOLCHUNOV^{2,3}, V.V. KOVALEV³¹ Scientific Research Institute of Construction Physics of RAACS, Moscow, Russia² National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia³ Southwest State University, Kursk, Russia

CRITERIA FOR EVALUATING THE BEARING CAPACITY OF COMPRESSED-BENT ELEMENTS OF A RECONSTRUCTIBLE REINFORCED CONCRETE FRAME AT ACCIDENTAL IMPACT

Abstract. In accordance with SP 385.1325800, during the reconstruction of facilities of an increased and normal level of responsibility, their protection against progressive collapse should be ensured. However, studies devoted to the resistance of reconstructed structural systems subjected to sudden structural transformation are practically absent in the scientific literature. In connection with this the subject of research in this article is the resistance to the progressive collapse of the reinforced concrete frame of the reconstructed industrial building with reinforcing elements made of steel rolling profiles. It is shown that with a greater initial flexibility of compressed-bent elements, a scenario of exhaustion of the bearing capacity associated with a buckling is possible. In this regard, it is proposed to use a nonlinear calculation of the stability of the deformed states of the structural system as an additional tool in assessing the resistance of building frames and structures to progressive collapse.

Keywords: reinforced concrete, moment frame, accidental impact, reconstruction, progressive collapse, buckling.

Введение

Рост темпов строительства во многих странах, наблюдаемый на протяжении последних десятилетий, привел помимо всего прочего и к увеличению числа случаев внезапных отказов несущих элементов конструктивных систем. Такие аварии, как Ронан Пойнт (Лондон,

1968), торговый центр Сампун (Сеул, 1995), Всемирный торговый центр (Нью-Йорк, 2001), Рана-Плаза (Савар, 2013) и др., показали, что внезапный отказ одного несущего элемента конструктивной системы может привести к непропорциональному отказу и полному обрушению сооружения или отдельных его частей, что может сопровождаться человеческими жертвами и значительным материальным ущербом. В связи с этим активное развитие в теории сооружений приобрели исследования сопротивления конструктивных систем зданий и сооружений прогрессирующему обрушению при «удалении» одного из несущих элементов.

Значительное число научных публикаций в данной области посвящено исследованию особого предельного состояния [1] для изгибаемых [2-13] или растянутых [14-16] элементов конструктивных систем. При этом вопросам сопротивления сжато-изогнутых несущих элементов, к которым относятся колонны, пилоны и предварительно напряженной ригели, в мировой научной литературе не уделяется должного внимания. Немногочисленные работы в данном направлении посвящены преимущественно исследованиям сопротивления стальных рамных каркасов [11, 12]. Применительно к железобетону эти работы ещё более немногочисленны [13, 16, 17]. Следует также обратить внимание и на то, что практически во всех упомянутых публикациях объектами исследований являются конструктивные системы вновь возводимых зданий, исследования сопротивления прогрессирующему обрушению конструктивных систем эксплуатируемых зданий, прошедших реконструкцию, по-видимому, отсутствуют.

В связи с этим предметом исследования, приведенного в данной статье, является сопротивление прогрессирующему обрушению железобетонного каркаса реконструируемого промышленного здания с элементами усиления, выполненными из стальных прокатных профилей.

Модели и методы

В качестве объекта исследования в работе выбран железобетонный каркас служебно-бытового корпуса СББ КПЖРО Курская АЭС. На этапе проектирования и строительства были допущены ошибки, которые привели к отрыву фундаментов колонн крайнего ряда по оси «А» от основания (рисунок 1а).

В качестве варианта усиления железобетонного каркаса предложено установить в осях «А – Б» под ригели дополнительные стальные балки 30Ш1/С255 [18], опирающиеся по оси «Б» на стальные опорные столики, смонтированные на существующие железобетонные колонны, а по оси «А» и в пролете – на раскосы, выполненных из стальных двутавров 30Ш1/С255 и опирающихся на отдельный ленточный фундамент (рисунок 1б).

Размеры стальных прокатных профилей подобраны на основании статического расчета методом конечных элементов по нелинейной деформационной модели в программном комплексе ЛИРА-САПР на расчетные сочетания усилий от постоянных и временных нагрузок. По результатам расчета установлено, что на этапе нормальной эксплуатации усилия и деформации в реконструированном каркасе не превышают допустимых значений.

Рассмотрим аварийную ситуацию, при которой один из раскосов будет внезапно удален из работы конструктивной системы (рисунок 2). Для анализа сопротивления рассматриваемой конструктивной системы использован квазистатический метод [1], впервые предложенный в работах [19, 20], и основанный на условии постоянства полной удельной энергии деформации конструктивного элемента (рисунок 3а):

$$\begin{aligned}\Phi(\varepsilon_{n-1}^d) - \Phi(\varepsilon_n^s) &= \sigma_{n-1}^s(\varepsilon_{n-1}^d - \varepsilon_n^s), \\ \sigma_{n-1}^d &= 2\sigma_{n-1}^s - \sigma_n^s, \\ N_{n-1}^d &= 2N_{n-1}^s - N_n^s,\end{aligned}\tag{1}$$

где σ_{n-1}^d , σ_{n-1}^s , σ_n^s , ϵ_{n-1}^d , ϵ_{n-1}^s , ϵ_n^s – соответственно, напряжения и относительные деформации в системе n-1 (вторичной расчетной схеме с отброшенной связью) при динамическом (d) и статическом (s) нагружении и в системе n при статическом нагружении; U_{n-1}^d , U_{n-1}^s , U_n^s – соответственно потенциальная энергия деформации при динамическом и статическом нагружении в системах n-1 и n.

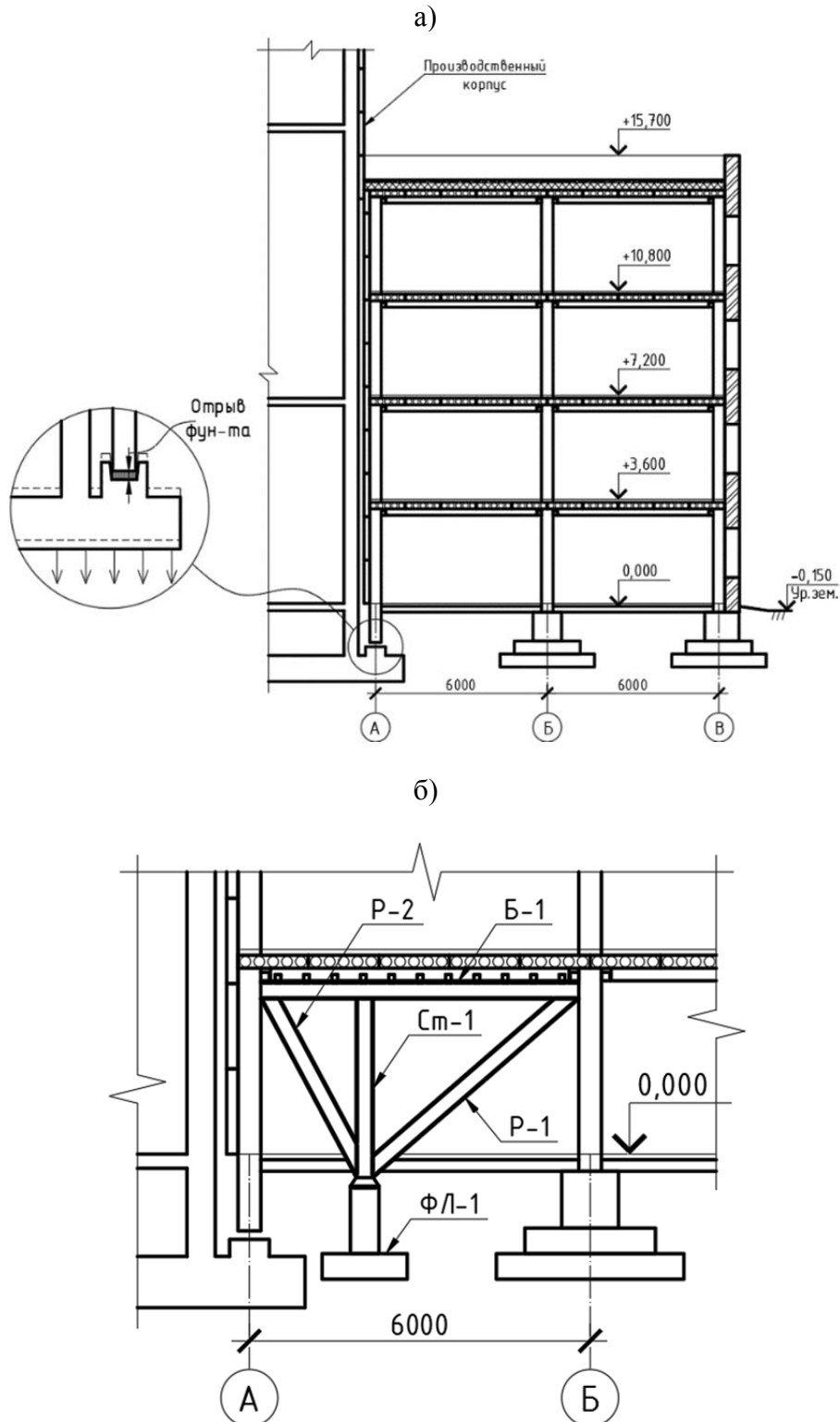


Рисунок 1 – Конструктивная схема здания: а) до усиления; б) после усиления

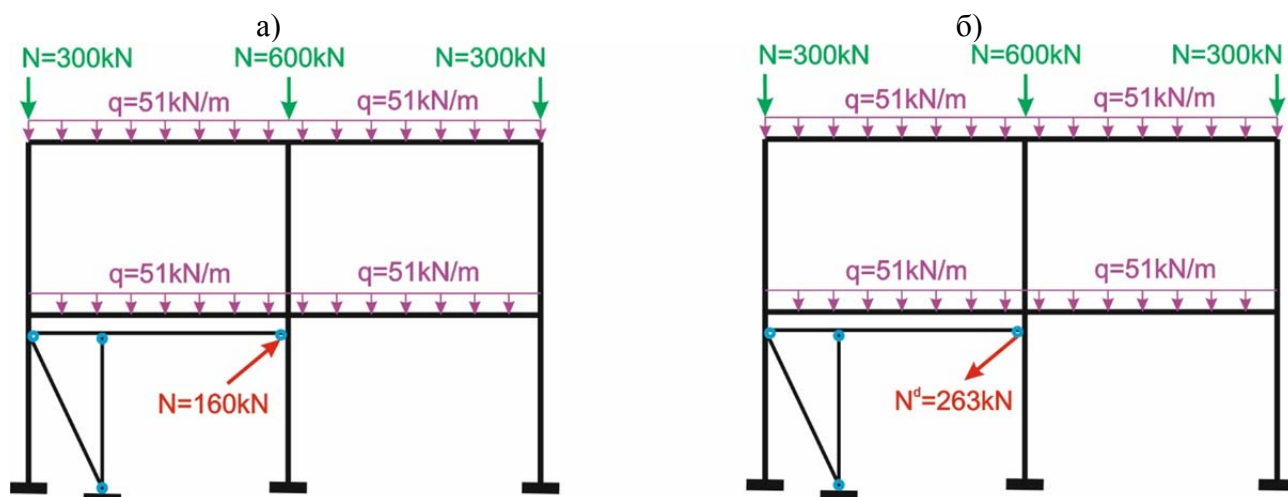


Рисунок 2 - Вторичная расчетная схема железобетонной рамы для анализа сопротивления прогрессирующему обрушению: а) на этапе первых разрушений; б) на этапе максимального динамического догружения вторичной расчетной схемы

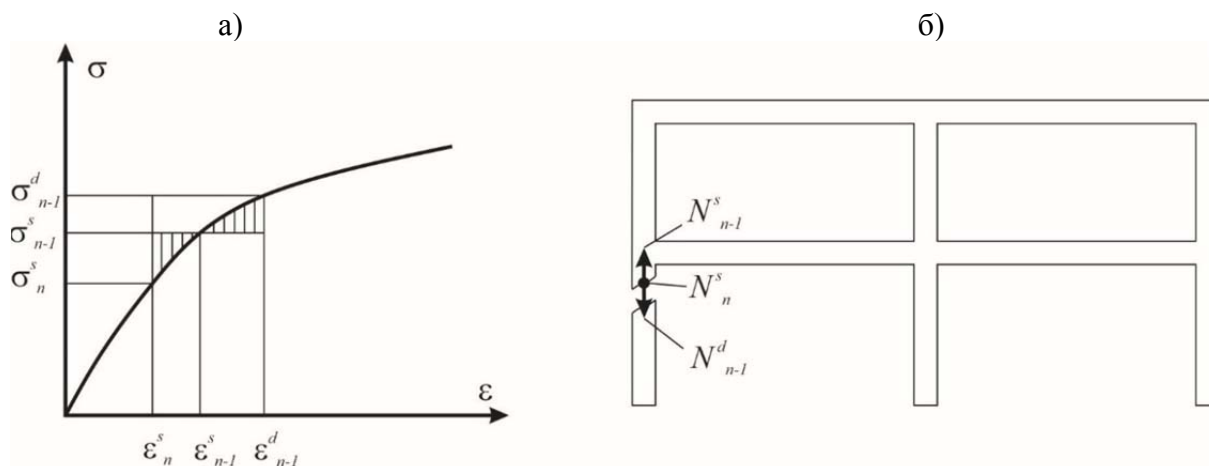


Рисунок 3 - К определению обобщенного усилия по месту отбрасываемой связи (конструктивного элемента): а) диаграмма работы бетона при одноосном сжатии; б) усилие по месту удаляемой колонны каркаса здания

При использовании данного метода вместо усилия, действовавшего на стадии нормальной эксплуатации в «удаляемом» элементе первичной расчетной схемы (система «п»), во вторичной расчетной схеме (система «п-1») прикладывается равное ему по величине и противоположное по знаку обобщенное усилие по месту отбрасываемой связи (рисунок 3б).

При использовании идеализированных двух- или трехлинейных диаграмм деформирования железобетона такой подход будет давать несколько завышенные значения усилий в элементах системы «п-1», поскольку не будут учитываться потери кинетической энергии при деформировании, связанные с развитием неупругих деформаций и вязким сопротивлением материала. Однако это превышение учитывается нами только на первой полуволне колебаний системы при динамическом догружении и идет в запас прочности.

Для получения наиболее полных представлений о характере деформирования рассматриваемого железобетонного каркаса, усиленного стальными прокатными профилями, при внезапном удалении одного из раскосов были использованы два варианта расчета: статический расчет на основе нелинейной деформационной модели и нелинейный расчет устойчивости деформированных состояний конструктивной системы. При расчете по нелинейной деформационной модели в качестве параметра, характеризующего деформативность железобетона, применялся касательный модуль деформаций по итерации $j-1$, использование которого в расчетах на устойчивость дает несколько завышенные значения критической силы. Во

втором случае, при расчете устойчивости деформированных состояний конструктивной системы, используется касательный модуль упругости для деформированного состояния, отражающий специфику задачи о потере устойчивости и определяемый как функция от деформаций, вычисленных для железобетонных элементов по результатам их расчета по нелинейной деформационной модели:

$$I_{red,\theta} = I_{red,\theta 1} - A_{red,\theta} \cdot a_{\theta}^2, \quad (2)$$

$$I_{red,\theta 1} = \frac{E_s}{E_0} \cdot A_s \cdot a^2 + \frac{E_s}{E_0} \cdot A'_s \cdot (h - a')^2 + b \cdot \int_{h_{crc}}^{h-x} \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bt}}\right) \cdot y^2 dy + b \int_{h-x}^h \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_b}\right) \cdot y, \quad (3)$$

$$a_{\theta} = \frac{S_{red,\theta}}{A_{red,\theta}}, \quad (4)$$

$$S_{red,\theta} = \frac{E_s}{E_0} \cdot (A_s \cdot a + A'_s \cdot (h - a')) + b \cdot \int_{h_{crc}}^{h-x} \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bt}}\right) y dy + b \cdot \int_{h-x}^h \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_b}\right) y dy, \quad (5)$$

$$A_{red,\theta} = b \cdot \int_{h_{crc}}^{h-x} \frac{E_{k,bt}}{E_0} dy + b \int_{h-x}^h \frac{E_{k,b}}{E_0} dy + A_{s,tot} \cdot \frac{E_s}{E_0}, \quad (6)$$

где $I_{red,\theta}$ – момент инерции приведенного по касательному модулю поперечного сечения относительно собственного центра тяжести;

$I_{red,\theta 1}$ – момент инерции приведенного по касательному модулю поперечного сечения относительно центра тяжести недеформированного поперечного сечения;

$A_{red,\theta}$ – площадь приведенного по касательному модулю поперечного сечения;

$S_{red,\theta}$ – статический момент приведенного по касательному модулю поперечного сечения;

a_{θ} – координата центра тяжести приведенного по касательному модулю сечения, отсчитываемая от оси, относительно которой определен $S_{red,\theta}$;

x – высота сжатой зоны;

b, h – ширина и высота поперечного сечения соответственно;

$E_{k,b}; E_{k,bt}$ – касательный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении соответственно;

$A_s; A'_s$ – площадь сжатой и растянутой (наименее сжатой) арматуры соответственно;

h_{crc} – глубина образовавшейся в сечении трещины;

$E_s; E_0$ – модуль упругости стали и начальный модуль упругости бетона соответственно;

$\varepsilon_b; \varepsilon_{bt}$ – параметры нелинейной диаграммы деформирования бетона, принимаемые по СП 63.13330.2018, приложению Г.

В качестве альтернативного метода для определения деформаций может быть использован МППУ, предложенный Биргером И.А. [21], который позволяет учесть в том числе ниспадающие ветви диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Для установления последовательности разрушения элементов конструктивной системы при внезапном удалении одного из раскосов усиления, удаляемый раскос моделировался путем приложения во вторичной расчетной схеме действовавших в нем усилий, которые поэтапно снижались до нуля, а затем ступенчато нарастали до величины усилия в удаляемом раскосе, но прикладывалось это усилие с обратным знаком по отношению к первичной расчетной схеме. На каждом этапе нагружения анализировались деформации и усилия в элементах конструктивной системы.

Результаты расчета и их анализ

Результаты расчета рассматриваемой конструктивной системы по нелинейной деформационной модели и результаты нелинейного расчета устойчивости ее деформированных состояний представлены в виде эпюр изгибающих моментов и продольных сил, а также формы потери устойчивости на этапе появления первых разрушений во вторичной расчетной схеме при перераспределении силовых потоков в связи с удалением одного из раскосов (рисунки 4 а, б, в) и на этапе максимального динамического догружения вторичной расчетной схемы (рисунки 4 г, д, е).

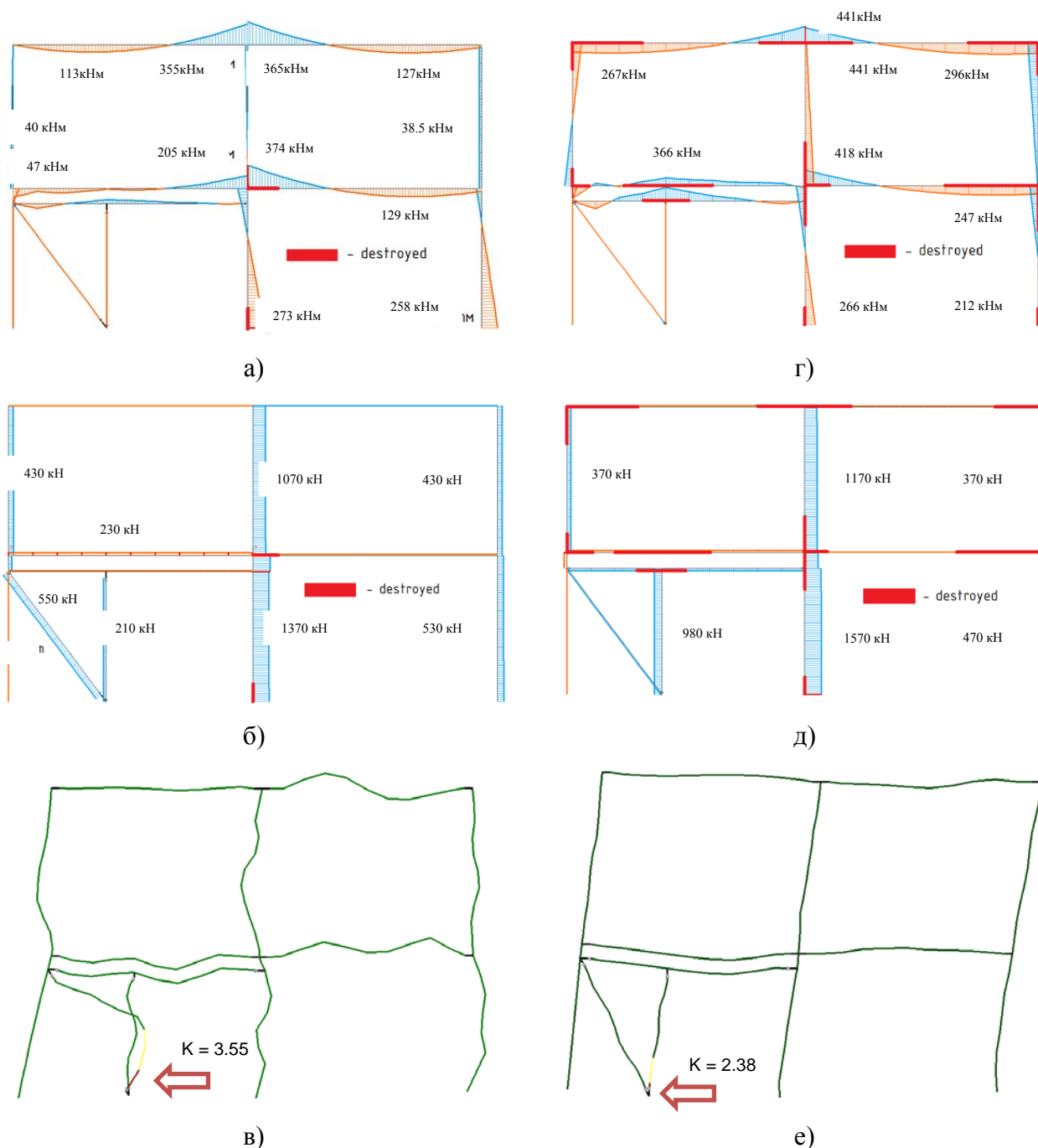


Рисунок 4 – Напряженно-деформированное состояние реконструированного железобетонного каркаса здания при аварийном выключении раскоса P-1 до момента появления первых разрушений во вторичной расчетной схеме (а, б, в) и в момент максимального динамического догружения (г, д, е): а, г) – эпюры изгибающих моментов; б, д) – эпюры продольных сил; в, е) – первая форма потери устойчивости

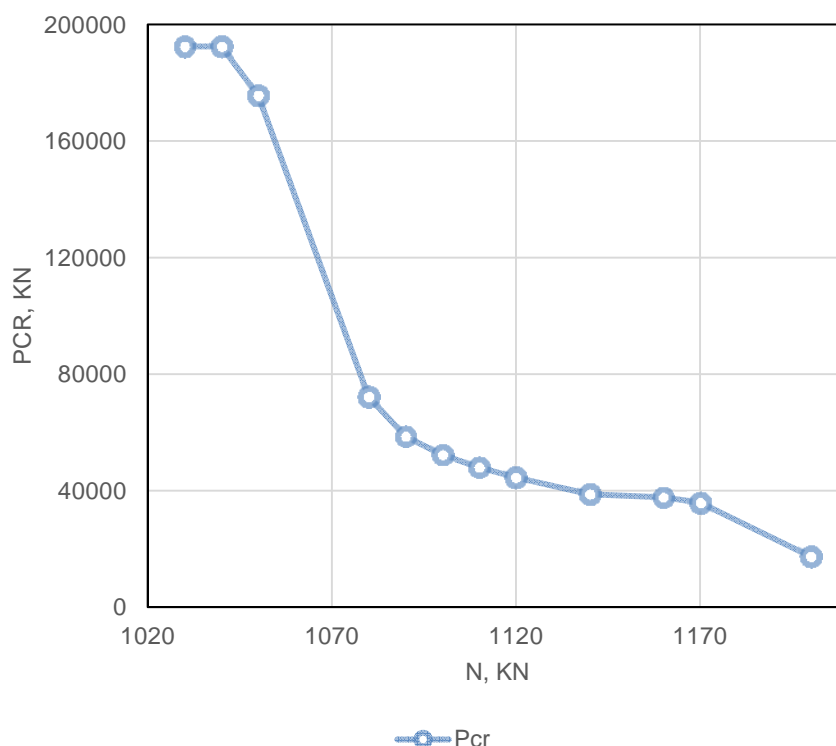


Рисунок 5 - График зависимости $P_{cr} - N$ для колонны среднего ряда

Из графика $P_{cr} - N$ видно, что величина критической силы нелинейно снижается по мере роста усилия в рассматриваемом элементе. Из анализа приведенных результатов также следует, что при увеличении начальной гибкости (гибкость в недеформированном состоянии) рассматриваемого конструктивного элемента возможен сценарий, при котором прогрессирующее обрушение системы будет вызвано потерей устойчивости, а не исчерпанием прочности в его опорном сечении.

Выводы

Проведенными исследованиями показано, что перепланировка или реконструкция эксплуатируемого здания, сопровождающаяся усилением его отдельных несущих элементов, может существенно изменить распределение силовых потоков в конструктивной системе не только на стадии нормальной эксплуатации, но и при внезапных структурных перестройках, вызванных гипотетическим удалением одного из несущих элементов.

Выполненный расчет по нелинейной деформационной модели и нелинейный расчет устойчивости деформированных состояний конструктивной системы показал, что в рассматриваемой системе при принятых жесткостях элементов усиления прогрессирующее обрушение связано с исчерпанием прочности несущего сжато-изгибаемого элемента. Однако при большей начальной гибкости конструктивных элементов возможен сценарий исчерпания несущей способности, связанный с потерей устойчивости. В связи с этим целесообразно использовать описанный вариант нелинейного расчета устойчивости деформированных состояний конструктивной системы в качестве дополнительного инструмента при оценке сопротивления каркасов зданий и сооружений прогрессирующему обрушению.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». М.: Минстрой России, 2019. 33 с.
2. Wang Hao, Zhang Anqi, Li Yi, Yan Weiming. A Review on Progressive Collapse of Building Structures // *The Open Civil Engineering Journal*. 2014. 8(1). Pp. 183-192.
3. Shan L. et al. Robustness of RC buildings to progressive collapse: Influence of building height // *Eng. Struct.* Elsevier, 2019. Vol. 183, № August 2018. P. 690–701.
4. Qiao H., Yang Y., Zhang J. Progressive Collapse Analysis of Multistory Moment Frames with Varying Mechanisms // *J. Perform. Constr. Facil.* Elsevier, 2018. Vol. 32, № 4. P. 04018043.
5. Tsai M.-H. An Approximate Analytical Formulation for the Rise-Time Effect on Dynamic Structural Response Under Column Loss // *Int. J. Struct. Stab. Dyn.* 2018. Vol. 18, № 03. P. 1850038.
6. Han Q. et al. Experimental Investigation of Beam–Column Joints with Cast Steel Stiffeners for Progressive Collapse Prevention // *J. Struct. Eng.* 2019. Vol. 145, № 5. P. 04019020.
7. Kwasniewski L. Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for a multistory building // *Eng. Struct.* 2010.
8. Marjanishvili S., Agnew E. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis // *J. Perform. Constr. Facil.* 2006.
9. Marchand K., McKay A., Stevens D.J. Development and Application of Linear and Non-Linear Static Approaches in UFC 4-023-03 // *Struct. Congr.* 2009. 2009.
10. Adam J.M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Eng. Struct.* Elsevier, 2018. Vol. 173, № March. P. 122–149.
11. Pantidis P., Gerasimidis S. New euler-type progressive collapse curves for steel frames // *Structural Stability Research Council Annual Stability Conference 2016, SSRC 2016. Structural Stability Research Council (SSRC)*, 2016. P. 408–421.
12. Gerasimidis S. et al. Loss-of-stability induced progressive collapse modes in 3D steel moment frames // *Struct. Infrastruct. Eng.* 2015. Vol. 11, № 3.
13. Kolchunov V.I., Savin S.Y. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability // *Mag. Civ. Eng.* 2018. Vol. 80, № 4. P. 73–80.
14. Федорова Н.В., Кореньков П.А., Ву Н.Т. Методика экспериментальных исследований деформирования монолитных железобетонных каркасов зданий при аварийных воздействиях // *Строительство и реконструкция*. 2018. № 4 (78). С. 42–52.
15. Определение параметров динамического догружения в арматуре растянутого железобетонного элемента / Н.В. Федорова, В.И. Колчунов, В.Т. Чемодуров, П.А. Кореньков // *Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности*. 2017. № 4 (370). С. 235–241.
16. Моделирование разрушения железобетонного каркаса многоэтажного здания с предварительно напряженными ригелями / В.И. Колчунов, Н.В. Федорова, С.Ю. Савин, В.В. Ковалев, Т.А. Ильющенко // *Инженерно-строительный журнал*. 2019. № 8(92). С. 155–162. DOI: 10.18720/MCE.92.13
17. Колчунов В.И., Прасолов Н.О., Бухтиярова А.С. Живучесть нагруженных и коррозионноповреждаемых рамно-стержневых железобетонных конструкций при внезапной потере устойчивости несущих элементов // *Промышленное и гражданское строительство*. 2013. № 12. С. 42–47.
18. Колчунов В.И., Дьяков И.М., Гречишников С.В., Дьяков М.И. Способ усиления каркаса многоэтажного здания при неравномерных осадках фундаментов // *Строительство и реконструкция*. 2019. 5 (85). С. 63–73.
19. Гениев Г. А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов // *Бетон и железобетон*. 1992. № 9. С. 25–27.
20. Гениев Г.А. О динамических эффектах в стержневых системах из физически нелинейных хрупких материалов // *Промышленное и гражданское строительство*. 1999. № 9. С. 23–24.
21. Биргер И. А. Общие алгоритмы решения задач теорий упругости, пластичности и ползучести // *Успехи механики деформируемых сред*. – М. : Наука, 1975. – С. 51 – 73.

REFERENCES

1. Russian Building Code SP 385.1325800.2018 «Zashchita zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proyektirovaniya. Osnovnyye polozheniya» [Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design rules. Key Points]. Moscow: Minstroy Rossii, 2019. 33 p.
2. Wang Hao, Zhang Anqi, Li Yi, Yan Weiming. A Review on Progressive Collapse of Building Structures. *The Open Civil Engineering Journal*. 2014. 8(1). Pp. 183-192.
3. Shan L. et al. Robustness of RC buildings to progressive collapse: Influence of building height. *Eng. Struct.* Elsevier, 2019. Vol. 183, No August 2018. P. 690–701.

4. Qiao H., Yang Y., Zhang J. Progressive Collapse Analysis of Multistory Moment Frames with Varying Mechanisms. *J. Perform. Constr. Facil. Elsevier*, 2018. Vol. 32, № 4. P. 04018043.
5. Tsai M.-H. An Approximate Analytical Formulation for the Rise-Time Effect on Dynamic Structural Response Under Column Loss. *Int. J. Struct. Stab. Dyn.* 2018. Vol. 18, No 03. P. 1850038.
6. Han Q. et al. Experimental Investigation of Beam–Column Joints with Cast Steel Stiffeners for Progressive Collapse Prevention. *J. Struct. Eng.* 2019. Vol. 145, No 5. P. 04019020.
7. Kwasniewski L. Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for a multistory building. *Eng. Struct.* 2010.
8. Marjanishvili S., Agnew E. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis. *J. Perform. Constr. Facil.* 2006.
9. Marchand K., McKay A., Stevens D.J. Development and Application of Linear and Non-Linear Static Approaches in UFC 4-023-03. *Struct. Congr.* 2009.
10. Adam J.M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Eng. Struct. Elsevier*, 2018. Vol. 173, No March. P. 122–149.
11. Pantidis P., Gerasimidis S. New euler-type progressive collapse curves for steel frames. Structural Stability Research Council Annual Stability Conference 2016, SSRC 2016. Structural Stability Research Council (SSRC), 2016. P. 408–421.
12. Gerasimidis S. et al. Loss-of-stability induced progressive collapse modes in 3D steel moment frames. *Struct. Infrastruct. Eng.* 2015. Vol. 11, No 3.
13. Kolchunov V.I., Savin S.Y. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability. *Mag. Civ. Eng.* 2018. Vol. 80, No 4. P. 73–80.
14. Fedorova N.V., Koren'kov P.A., Vu N.T. Metodika eksperimental'nykh issledovaniy deformirovaniya monolitnykh zhelezobetonnykh karkasov zdaniy pri avariynnykh vozdeystviyakh [The methodology of experimental studies of the deformation of monolithic reinforced concrete carcasses of buildings under emergency impacts]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2018. No 4 (78). Pp. 42–52.
15. Fedorova N.V., Kolchunov V.I., Chemodurov V.T., Koren'kov P.A. Opredeleniye parametrov dinamicheskogo dogruzheniya v armature rastyanutogo zhelezobonnogo elementa [Determination of dynamic loading parameters in the reinforcement of a stretched reinforced concrete element]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Tekhnologiya tekstil'noy promyshlennosti*. 2017. No 4 (370). Pp. 235–241.
16. Kolchunov, V.I., Fedorova, N.V., Savin, S.Yu., Kovalev, V.V., Iliushchenko, T.A. Failure simulation of a RC multi-storey building frame with prestressed girders. *Magazine of Civil Engineering*. 2019. 92(8). Pp. 155–162. DOI: 10.18720/MCE.92.13
17. Kolchunov V.I., Prasolov N.O., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' nagruzhennykh i korrozionnopovrezhdayemykh ramno-sterzhnevnykh zhelezobetonnykh konstruksiy pri vnezapnoy potere ustoychivosti nesushchikh elementov [Survivability of loaded and corrosion-damaged frame-rod reinforced concrete structures with a sudden loss of stability of load-bearing elements]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2013. No 12. Pp. 42–47.
18. Kolchunov V.I., D'yakov I.M., Grechishnikov S.V., D'yakov M.I. Sposob usileniya karkasa mnogoetazhnogo zdaniyapri neravnomernykh osadkakh fundamentov [he method of reinforcing the skeleton of a multi-story building with uneven precipitation of foundations]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2019. 5 (85). Pp. 63–73
19. Geniyev G. A. Ob otsenke dinamicheskikh effektiv v sterzhnevnykh sistemakh iz khrupkikh materialov [On the estimation of dynamic effects in bar systems made of brittle materials]. *Beton i zhelezobeton*. 1992. No 9. Pp. 25–27.
20. Geniyev G.A. O dinamicheskikh effektakh v sterzhnevnykh sistemakh iz fizicheskii nelineynykh khrupkikh materialov [On dynamic effects in core systems of physically nonlinear brittle materials]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 1999. No 9. Pp. 23–24.
21. Birger I. A. Obshchiye algoritmy resheniya zadach teorii uprugosti, plastichnosti i polzuchesti [General algorithms for solving the problems of theories of elasticity, plasticity and creep]. *Uspekhi mekhaniki deformiruyemykh sred* [General algorithms for solving the problems of theories of elasticity, plasticity and creep]. Moscow : Nauka, 1975. Pp. 51 – 73.

Информация об авторах

Савин Сергей Юрьевич

ФГБУ «Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН», г. Москва, Россия, кандидат технических доцент, инженер.

E-mail: suwin@yandex.ru

Колчунов Виталий Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия, академик РААСН, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой уникальных зданий и сооружений, ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: asiorel@mail.ru

Ковалев Владислав Валерьевич

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия, аспирант кафедры уникальных зданий и сооружений.

E-mail: slavutich_1991@mail.ru

Information about authors

Savin Sergey Yuryevich

Research Institute of Building Physics of RAACS, Moscow, Russia, candidate of technical sciences docent, Engineer.

E-mail: suwin@yandex.ru

Kolchunov Vitaliy Ivanovich

South-West State University, Kursk, Russia, academician of RAACS, Doctor of Engineering, professor, head of the department of unique building and structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, professor of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: asiorel@mail.ru

Kovalev Vladislav V.

South-West State University, Kursk, Russia, graduate student of the department of unique buildings and structures.

E-mail: slavutich_1991@mail.ru

В.С. УТКИН¹, С.А. СОЛОВЬЕВ¹, О.В. ЯРЫГИНА¹¹ ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, Россия

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО ЗАДАННОМУ ЗНАЧЕНИЮ НАДЕЖНОСТИ ПРИ НЕПОЛНОЙ СТАТИСТИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ

Аннотация. Федеральный Закон РФ №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» содержит требования обеспечения механической (конструкционной) безопасности несущих элементов строительных конструкций на стадиях проектирования, изготовления, строительства и эксплуатации. Количественной мерой механической (конструкционной) безопасности может служить надежность, риск, живучесть и т.д. В статье рассмотрены предложения о новом алгоритме расчетов несущих элементов конструкций, в основе которого задано проектное значение надежности по одному или по нескольким критериям работоспособности элементов при ограниченной статистической информации. Приведены примеры расчетов несущего элемента вероятностным методом. Расчет надежности несущих элементов в статье основывается на положениях теории возможностей и теории нечетких множеств. В качестве меры надежности используется необходимость безотказной работы N и возможность безотказной работы R . Предлагаемый подход к порядку (алгоритму) расчета несущих элементов имеет преимущество перед известным традиционным порядком расчета, т.к. сокращает время расчета и соответственно стоимость. Предложенные алгоритмы расчетов несущих элементов конструкций по заданному значению надежности могут быть использованы при подборе сечений несущих элементов строительных конструкций по критериям работоспособности первой и второй группы предельных состояний с обеспечением заданного значения надежности, в частности, при ограниченной статистической информации о контролируемых параметрах, что обеспечит выполнение требований стандарта ГОСТ 27751-2014.

Ключевые слова: алгоритм расчета элемента, надежность (безопасность эксплуатации), прочность, жесткость, стальная балка, вероятность отказа

V.S. UTKIN¹, S.A. SOLOVYEV¹, O.V. YARIGINA¹¹Vologda State University, Vologda, Russia

STRUCTURAL ELEMENTS DESIGN ON RELIABILITY LEVEL IN CASE LIMITED STATISTICAL DATA

Abstract. Russian Federation Federal Law No. 384-FZ "Technical regulations on the safety of buildings and structures" contains requirements for ensuring the mechanical (structural) safety of structural elements of structures at the stages of design, manufacture, construction and operation. Quantitative measures of mechanical (structural) safety are reliability, risk, survivability, etc. The article considers the new algorithm for design load-bearing structural elements based on the reliability index for one or more limit state criteria with limited statistical data. Examples of design of the load-bearing element using the probabilistic method are given. The method is based on the provisions of the possibility theory and fuzzy sets theory. As a measure of reliability, the necessity N and the possibility R of non-failure are used. The proposed approach to the order (algorithm) for load-bearing elements design has an advantage over the known traditional approach since it reduces the design time and, accordingly, the costs. The proposed algorithms for structural elements design for a given reliability level can be used when selecting cross-sections of load-bearing elements of structures according to the limit state criteria of the first and second groups with the specified reliability level, in particular, with limited statistical information about the controlled parameters, which will ensure compliance with the requirements of GOST 27751-2014.

Keywords: design method, operational safety, strength, reliability, stiffness, steel beam, failure probability.

Введение

Основная цель в расчетах несущих элементов строительных конструкций на стадии проектирования заключается в определении необходимых значений размеров и форм поперечных сечений элементов, обеспечивающих безопасность и долговечность работы конструкции на стадии эксплуатации. Такие расчеты с учетом требований безопасности и экономичности проводятся по первой и второй группам предельных состояний по критериям работоспособности, приведенными в нормативной литературе: стандартах, СНиПах, сводах Правил и т.д. В последнее время появился целый ряд документов, содержащих требование обеспечения надежности – эксплуатационной безопасности строительных конструкций. К ним относятся: Межгосударственный стандарт ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований», вступивший в силу с 2015 года; Закон РФ №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 2009 г.; ГОСТ 27.002-2015 «Надежность в технике. Термины и определения» и др.

В [1] отмечено, что общепринятые методы поиска оптимальных параметров изделия, основанные на неоднократном проектировании и опытной проверке, в настоящее время оказываются непригодными из-за своей длительности. Отсюда следует необходимость нахождения теоретических способов определения надежности изделия, заменяющих его перепроектирование и опытную проверку.

В данной работе предлагается расчеты элементов конструкций начинать с удовлетворения требования обеспечения заданного по проекту значения надежности несущих элементов конструкций. По результатам расчетов надежности всех несущих элементов конструкций устанавливается значение надежности всей конструкции как системы, состоящей из отдельных элементов и образующих последовательные, параллельные и смешанные системы в понятиях теории надежности. Дальнейшая проверка их надежности по условию проектного задания, как принято в настоящее время, не требуется и решение является окончательным. При таком подходе к расчетам несущих элементов конструкций возникает необходимость в разработке нормативных положений на значения надежности несущих элементов конструкций и соответствующего программного обеспечения.

Проблема в разработке методов расчета надежности при проектировании и эксплуатации строительных конструкций еще остается актуальной на данный момент, но заметны успехи в ее развитии. В работе [2] постулируется, что полувероятностный расчет (метод предельных состояний) содержащийся в строительных нормах расчетов не позволяет сделать вывод о вероятности выхода из строя сооружения или его элемента, не дает возможность спроектировать конструкцию с определенным уровнем безотказности сооружения и не позволяет провести полный качественный анализ проектного решения по заданным критериям работоспособности с количественным показателем безопасности эксплуатации несущих элементов.

В [3] доктора технических наук Митасов В.М. и Адищев В.В. отмечают, что решения в вероятностной постановке расчетов надежности, пригодные для практического использования, в настоящее время ограничены или отсутствуют, и применение существующих вероятностно-статистических методов лишь декларируется. О таком же состоянии в практике расчетов надежности строительных конструкций содержится в [4]. В [5] отмечается важность альтернативных подходов к расчетам надежности, например, на основе теории нечетких множеств (fuzzy sets).

В.Д. Райзер в работе [6] отмечает, что в настоящее время обобщенный российский и мировой опыт может служить опорой для разработки новых стандартов по проектированию с вероятностной оценкой прочности, жесткости и других критериев работоспособности несущих элементов, а при реставрации и обследовании эксплуатируемых сооружений можно использовать подходы к оценке безопасности при ограниченной статистической информации о контролируемых параметрах. В Научно-исследовательском институте железобетона приводят тезис о том, что настоящие методы расчета по предельным состояниям не отвечают на

вопрос о количественной оценке риска (вероятностной опасности) при проектировании и эксплуатации сооружений, а более объективной характеристикой безопасности элементов сооружений можно считать результаты их расчетов, полученные на основе вероятностных методов расчета с использованием положений теории надежности. В работах [7, 8] д.т.н., проф. А.Г. Тамразян указывает на то, что расчет надёжности и риска несущих конструкций и ключевых элементов является необходимым условием безопасной эксплуатации зданий и сооружений. Принцип обеспечения безопасности конструкций на стадиях разработки проекта и эксплуатации сооружения реализуется в результате расчетов надежности элементов сооружений, который начинает получать особое развитие в последнее время, в том числе благодаря введению Межгосударственного стандарта ГОСТ 27751-2014.

Интерес к расчетам надежности несущих элементов конструкций в РФ подтверждается изданием за последние годы монографий [9, 10 и др.] по данной проблеме. Расчеты несущих элементов конструкций на заданный уровень надежности обсуждается также в научных статьях ученых за рубежом. В [11] рассматривается применение вероятностных подходов при оценке безопасности атомных электростанций. В [12] приведен подход к расчету надежности элементов строительных конструкций без использования функций распределений, а на основе моментов случайных величин. В [13, 14, 15] приведены методы расчетов к анализу надежности элементов строительных конструкций на основе вероятностно-статистических подходов.

Предлагаемый в данной работе алгоритм расчетов несущих элементов по заданному в проектом задании значению надежности рассмотрим на отдельных примерах расчетов несущих элементов строительных конструкций. Предварительно отметим, что в соответствии с Межгосударственным стандартом ГОСТ 27751-2014, расчет надежности несущих элементов конструкций в целом рекомендовано проводить вероятностно-статистическими методами, «при наличии достаточных данных об изменчивости основных параметров» в математических моделях предельных состояний для их статистического анализа. Для выполнения требований ГОСТ 27751-2014 наибольшую проблему представляет выявление статистической информации о контролируемых параметрах в математических моделях предельных состояний, особенно на стадии проектирования. Зачастую на практике приходится ограничиваться малым объемом статистической информации. В таких случаях вместо вероятностно-статистических подходов приходится использовать другие (менее информативные) методы расчетов надежности. К ним относятся методы на основе теории возможностей, теории Демпстера-Шефера, теории интервальных средних и др. В практике расчетов надежности строительных несущих элементов получили наибольшее развитие и применение методы на основе теории возможностей. В дальнейшем расчет конструкций по надежности будет построен на «возможностном» методе [5, 16, 17, 18]. Сущность его заключается в том, что на основе малой информации об изменчивости контролируемых параметров в математических моделях предельных состояний контролируемые параметры описываются условными средними значениями, мерой их изменчивости и уровнем среза (риска) в понятиях теории возможностей на основе работ [5, 16, 17, 18].

В качестве примера, рассмотрим расчет стальной балки на стадии проектирования по критерию прочности по существующему алгоритму в практике расчетов по предельным состояниям. Расчетная математическая модель предельного состояния для расчета на изгиб стальной балки первого класса на прочность по СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» представляется в виде:

$$\frac{M}{R_y \cdot W_{\min} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (1)$$

где M – максимальный изгибающий момент от расчетной нагрузки;

W_{min} – минимальный момент сопротивления поперечного сечения стальной балки (в дальнейшем будем писать $W=W_{min}$);

R_y – расчетное сопротивление стали, принимаемое по СП 16.13330;

γ_c – коэффициент условий работы (коэффициент «запаса»).

По существующему в настоящее время алгоритму (порядку) расчет балки по критерию прочности выполняется по известным значениям M , R_y , γ_c и заключается в определении по (1) требуемого минимального значения W_{min} с учетом прочности и экономичности. Затем для ответственных по уровню безопасности элементов конструкций должна быть проверена надежность запроектированной балки по критериям прочности при наличии информации об изменчивости случайных величин в (1) в виде изгибающего момента и прочности материала балки. Если в результате расчета будет установлено, что значение требуемой по проекту надежности для балки по прочности не выполняется, то задаются большим значением W , изменяют класс стали или расчетную схему балки, и расчет надежности балки повторяют до удовлетворения требований по заданному значению ее надежности. Недостаток расчета балки по (1) заключается еще в том, что в (1) содержится коэффициент $\gamma_c > 1$, вызванный некоторой неопределенностью (недоверностью) результатов расчета реальным условиям работы балки.

Модели и методы

Рассмотрим иной порядок расчета того же элемента по тому же критерию прочности материала, но при заданном (по проекту) значению надежности. Мерой надежности могут быть вероятность безотказной работы, вероятность отказа, возможность безотказной работы и т.д. Упростим задачу тем, что балку будем проектировать из прокатных стандартных двутавров, считая их геометрические характеристики детерминированными величинами в силу малой их изменчивости в реальных условиях изготовления.

Преобразуем расчетную математическую модель (1) без введения коэффициента γ_c , если не требуются какие-либо особые условия работы балки:

$$\tilde{M} \leq \tilde{\sigma}_{ult} W_{min}, \quad (2)$$

где $\tilde{\sigma}_{ult}$ – предельное напряжение для стали балки, которое принимается в виде напряжения соответствующего условному пределу текучести стали $\sigma_{0,2}$, полученный на основании результатов испытаний образцов стали.

Волнистой линией над символами в (2) обозначены случайные величины (или нечеткие переменные – в терминах теории возможностей) [21, 22].

Для частных случаев, (2) можно представить в виде:

$$\frac{\tilde{q}l^2}{8} \leq \tilde{\sigma}_{ult} W_{min}, \quad \text{или} \quad \frac{\tilde{F}l}{4} \leq \tilde{\sigma}_{ult} W_{min},$$

где \tilde{q} и \tilde{F} – распределенная и сосредоточенная в середине пролета l балки нагрузки.

Введем обозначения, принятые в методе расчетов по теории возможностей в виде $\tilde{M} = X$; $\tilde{\sigma}_{ult} = Y$. Тогда математическую модель предельного состояния (2) можно записать в виде:

$$X \leq Y \cdot W.$$

Нечеткие переменные X и Y будем описывать по [5, 17-20] часто применяемой в расчетах надежности строительных конструкций функцией распределения возможностей вида:

$$\pi_X(x) = \exp\left\{-\left[(x - a_x)/b_x\right]^2\right\}, \quad (3)$$

где $a_x = 0,5 \cdot (X_{\max} + X_{\min})$ – условное среднее;

$b_x = 0,5(X_{\max} - X_{\min})/\sqrt{-\ln \alpha}$ – характеристика изменчивости,

X_{\max} и X_{\min} – соответственно максимальное и минимальное значения из множества $\{x\}$ нечеткой переменной X на основании испытаний (измерений);

$\alpha \in [0,1]$ –уровень среза (риска), значением которого задаются [20], он, как правило, меньше 0,1.

Графический вид функции (3) представлен на рисунке 1.

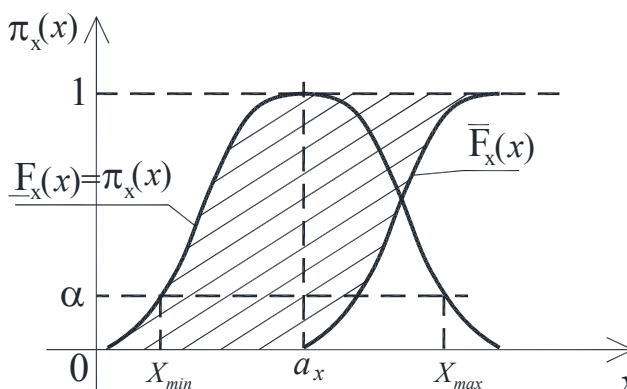


Рисунок 1 - Экспоненциальная ФРВоз $\pi_X(x)$ по (3). $\sup_{x \in [0, \infty]} \pi_X(x) = 1$. $N(x) = 1 - Q(x)$

Для нечеткой переменной Y функция распределения возможностей $\pi_Y(y)$ будет аналогичной $\pi_X(x)$ (рисунок 1).

Для предлагаемого алгоритма расчетов несущих элементов конструкций необходима исходная статистическая информация, характеризующая нечеткие переменные, например, физико-механические свойства материалов, нагрузка и т.д. Такая информация на стадии проектирования может быть выявлена в некоторых случаях из существующих нормативных документов. Так характеристики прочности стали в виде X_{\max} и X_{\min} при нормальном законе распределения предела текучести стали $\sigma_{0,2}$ можно определить по значениям нормативного сопротивления $R_{y,n}$ из СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции». Так значение, обозначенное $X_{\min} = R_{y,n}$, можно принять равным нормативному значению сопротивления $R_{y,n}$, которое находят из доверительного интервала значений $\sigma_{0,2}$ с вероятностью 0,95 и которое приводится с обеспеченностью 0,95 в СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции». Среднее значение предела текучести $\bar{\sigma}_{0,2}$ стали или сплава можно найти в материалах по контролю качества в виде контрольных карт (контрольных карт Шухарта), предоставляемыми заводами в соответствии с ГОСТ 14 34-78 «Статистический контроль качества металлопродукции».

Для установления нижней и верхней границ интервала возможных значений случайной величины $\tilde{\sigma}_{ult}$ с доверительной вероятностью 0,95 (что соответствует значению нормативного сопротивления стали R_u) при нормальном законе распределения $\tilde{\sigma}_{ult}$ и известном его среднем значении $\bar{\sigma}_{0,2}$ по п. 5.4.2 ГОСТ 14 34-78 можно определить значение $X_{\max} = \bar{\sigma}_{ult} + (\bar{\sigma}_{ult} - R_u) = 2\bar{\sigma}_{ult} - R_u$, где $\bar{\sigma}_{ult}$ – среднее значение предела текучести, а

$(\bar{\sigma}_{ult} - R_u)$ половина ширины всего интервала изменчивости $\tilde{\sigma}_{ult}$. Нижнее значение $\tilde{\sigma}_{ult}$ будет равно нормативному сопротивлению с вероятностью 0,95.

На стадии эксплуатации, как правило, значение $\sigma_{0,2}$ определяют по результатам неразрушающих испытаний стали балки, например, метод «царапанья» [23]. Для нагрузки исходная статистическая информация устанавливается по СП 20.13330.2017 «Нагрузки и воздействия» по тому же принципу.

По (2) находят значение W , значение которого будем отождествлять со значением N из интервала $[N; R]$. Условие (2) и его решение можно представить в графическом виде, представленным на рисунке 2. Среднее значение для $Y \cdot W$ равно $a_y W$, а характеристика изменчивости равна $b_y W$ при одинаковых значениях уровня среза (риска) α для \tilde{M} и $\tilde{\sigma}_{ult}$ (X и Y).

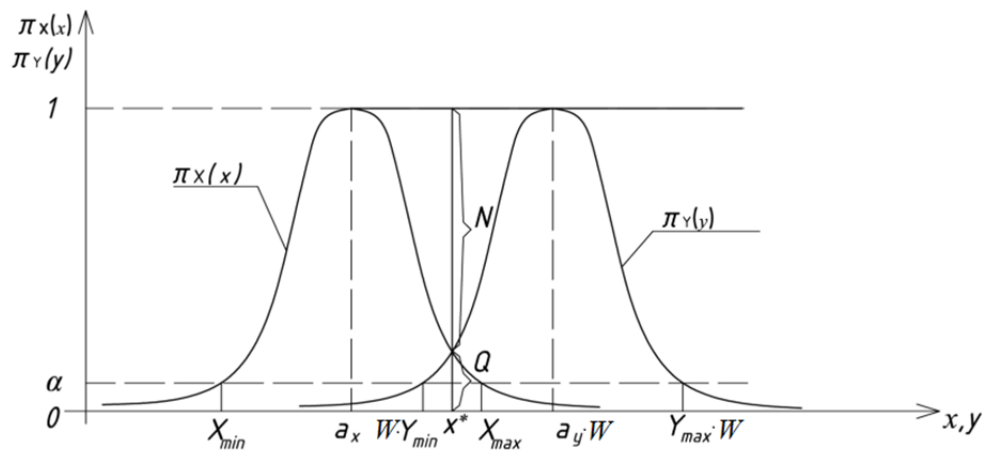


Рисунок 2 - Условное графическое представление решения по условию (2) при заданном (известном) значении уровня среза (риска) α

Требуемый момент сопротивления сечения балки W по критерию надежности определяется следующим образом: вычисляются параметры нечеткой переменной X в виде a_x и b_x при некотором значении α . Затем по известным параметрам a_x и b_x функции распределения возможностей $\pi_X(x)$ и требуемому по проекту значению необходимости безотказной работы из $N=1-Q$, где возможность отказа Q вычисляется по значению абсциссы $x^* > a_x$ как показано на рисунке 2 или по формуле:

$$Q = \exp\left\{-\left[(x^* - a_x)/b_x\right]^2\right\}. \quad (4)$$

Из (4) при $x^* > a_x$ (см рисунок 2) имеем:

$$x^* = a_x + b_x \sqrt{-\ln Q}. \quad (5)$$

Этому значению x^* соответствует значение отказа и для функции $\pi_Y(W \cdot y)$.

Для левой ветви функции $\pi_Y(yW)$ при $x^* \leq a_y W$ имеем $\pi_Y(x^*) = \exp\left[-(a_y W - x^*)/b_x W\right]^2$. Отсюда с учетом (3) имеем $-\ln Q = [(a_y W - x^*)/b_x W]^2$ или:

$$\sqrt{-\ln Q} = (a_y W - x^*)/b_x W.$$

Для расчета требуемого момента сопротивления W балки по проектному заданию вероятности отказа Q используем формулу:

$$W_{\min} = \frac{x^*}{a_y - b_y \sqrt{-\ln Q}}. \quad (6)$$

Обратные функции нечеткой переменной T по (8) слева и справа от x^* (см. рисунок 2) будут иметь вид:

$$z_{лев} = \frac{(a_x - b_x \beta) + (a_y - b_y \beta)}{(a_z + b_z \beta)} \leq W. \quad (9)$$

$$z_{np} = \frac{(a + b_x \beta) + (a_y + b_y \beta)}{(a_z - b_z \beta)} \leq W. \quad (10)$$

Требуемое значение возможности отказа $Q = \pi_z(T = W) = \alpha_* = e^{-\beta_{\min}^2}$ и $N = 1 - e^{-\beta_{\min}^2}$.

Пример 2. Пусть известны параметры предельного напряжения $\tilde{\sigma}_{np}$ материала стали $a_z = 300$ МПа, $b_z = 10$ МПа и нагрузки в виде: $a_x = 20$ кН·м; $b_x = 2$ кН·м и $a_y = 10$ кН·м; $b_y = 2$ кН·м. При заданном значении надежности (см. пример 1) $Q=0,01$ найдем из $Q = e^{-\beta_{\min}^2}$ значение $\beta = 2,146$. Из (9) найдем

$$W_{mp} = \frac{(20 \cdot 10^3 + 2 \cdot 10^3 \cdot 2,146) + (10 \cdot 10^3 + 2 \cdot 10^3 \cdot 2,146)}{(300 \cdot 10^6 - 10 \cdot 10^6 \cdot 2,146)} = 0,139 \text{ м}^3.$$

Примем по СТО АСЧМ 20-93 двутавр №18Б2 с $W=146,3$ см³.

Надежность балки из двутавра №18Б2 по (9) найдем из

$$0,0001463 = \frac{(20 \cdot 10^3 + 2 \cdot 10^3 \cdot \beta) + (10 \cdot 10^3 + 2 \cdot 10^3 \cdot \beta)}{(300 \cdot 10^6 - 10 \cdot 10^6 \cdot \beta)},$$

откуда $\beta = 2,53$. Этому значению β соответствует возможность отказа $Q = \exp(-\beta^2) = \exp(-2,53^2) = 0,0017$. Необходимость безотказной работы $N = 1 - Q = 1 - 0,0017 = 0,9983$. При заданной надежности $[0,9900; 1]$ фактический уровень надежности получился равным $[0,9983; 1]$, т.е. условие обеспечения безотказной работы по заданному значению $N = 1 - Q = 0,99$.

Надежность балки должна быть обеспечена и по второй группе предельных состояний.

Рассмотрим методику расчета стальной балки по критерию жесткости. Примем по [24] модуль упругости стали детерминированной величиной в виду малой изменчивости. Пролет балки l , как правило, также малоизменяющаяся величина в расчетах. Математическая модель предельного состояния (для однопролетной шарнирно-опертой балки) имеет вид:

$$f = s \frac{\tilde{M} l^2}{EJ} \leq f_{ult}, \quad (11)$$

где J – момент инерции поперечного сечения балки; E – модуль упругости стали балки.

Преобразуем (11) к виду:

$$\frac{5}{48} \frac{\left[\frac{\tilde{q} l^2}{8} \right] l^2}{EJ} + \frac{1}{12} \frac{\left[\frac{\tilde{F} l}{4} \right] l^2}{EJ} \leq f_{ult}. \quad (12)$$

Введем обозначения $\frac{5}{48} \frac{\left[\frac{\tilde{q} l^2}{8} \right] l^2}{EJ} = X$, $\frac{1}{12} \frac{\left[\frac{\tilde{F} l}{4} \right] l^2}{EJ} = Y$. Нечеткие переменные X и Y будем описывать функцией распределения возможностей вида (3). Требуемое значение момента инерции J , найдем из условия:

$$Q = 1 - N = \exp \left[- \left(\frac{f_{ult} - a_z(J)}{b_z(J)} \right)^2 \right] \leq Q_{заданное}, \quad (13)$$

$$\text{где } a_z(J) = \left(\frac{5}{48} \frac{a_x l^2}{EJ} \right) + \left(\frac{1}{12} \frac{a_y l^3}{EJ} \right), \quad b_z(J) = \left(\frac{5}{48} \frac{b_x l^2}{EJ} \right) + \left(\frac{1}{12} \frac{b_y l^3}{EJ} \right).$$

Пример 3. Пусть известны параметры нагрузки (из примера 2): $a_x = 20$ кН·м; $b_x = 2$ кН·м и $a_y = 10$ кН·м; $b_y = 2$ кН·м; модуль упругости $E = 2 \cdot 10^6$ МПа; пролет балки $l = 5$ м; а предельный прогиб $l/200 = 0,030$ м. Пусть по проектному заданию предельное значение надежности по второй группе предельных состояний ниже, чем было принято для первой группы (по условию примера 2): $Q = 1 - N = 0,05$. Из условия (13) найдем $J_{mp} = 2,91 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$.

По СТО АСЧМ 20-93 принимаем двутавр №25Б1 с моментом инерции $J = 0,00003537 \text{ м}^4$, что меньше требуемой по условию прочности. По заданному по проектному заданию значению надежности по несущей способности и жесткости принимаем двутавр №25Б1. Надежность балки из двутавра №25Б1 по прогибу составляет $[0,999905; 1]$

Для оценки значения надежности балки как условной механической системы с последовательным соединением условных элементов (прочности и жесткости) [22] имеем:

$$\begin{cases} \underline{P} = \max \left(0, \sum_{i=1}^n \underline{P}_i - (n-1) \right), \\ \bar{P} = \min(\bar{P}_i) \end{cases} \quad (14)$$

где \underline{P}_i и \bar{P}_i - нижнее и верхнее значения вероятности безотказной работы балки по i -му критерию работоспособности из n - числа критериев работоспособности (элементов).

По условиям решения примеров 2 и 3, по (14) имеем $\bar{P} = \min(\bar{P}_i) = 1$ и $\underline{P} = \max(0, (0,998320 + 0,999905) - (2-1)) = 0,998225$, следовательно, надежность балки как системы составляет $[0,998225; 1]$. Если принять требуемое значение надежности 0,995 (значение устанавливается с учетом допустимого риска [26, 27], то балка в виде прокатного двутавра №25Б1 удовлетворяет требованию надежности и экономичности.

Выводы

1. Предложен новый алгоритм расчета несущих элементов строительных конструкций по заданному значению надежности элемента при неполной статистической информации о контролируемых параметрах, что дает возможность выполнять требования ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований»;

2. На числовых примерах представлен алгоритм расчета стальной балки, исходя из требований к значению надежности по первой и второй группе предельных состояний и

надежности балки в целом как условной последовательной механической системы в понятиях теории надежности;

3. Предложенный подход может быть использован при расчете других несущих элементов конструкций на заданное значение надежности при ограниченной статистической информации о контролируемых параметрах в математических моделях предельных состояний, приводящий к экономии времени и средств в проектных работах, учитывающих требования ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований»;

4. Рассмотренная методика расчетов несущих элементов строительных конструкций может найти применение при формировании новых Сводов Правил по расчету конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций. М.: АСВ, 2008. 184 с.
2. Краснощеков Ю.В., Заполева М.Ю. Вероятностное проектирование конструкций по заданному уровню надежности // Вестник СибАДИ. 2015. Вып. 1 (15). С. 68-73.
3. Митасов В.М., Адищев В.В., Стаценко Н.В. Концепция предельных состояний и их проверка по российским нормам и Еврокодам // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2017. №8. С. 15-23.
4. Клевцов, В.А., Кузеванов Д.В. Вопросы проектирования конструкций с использованием теории надежности // Бетон и железобетон. 2009. №2. С. 9-12.
5. Уткин Л.В. Анализ риска и принятие решений при неполной информации. СПб: Наука, 2007. 404 с.
6. Райзер В.Д. Очерк развития теории надежности и норм проектирования строительных конструкций // Сейсмостойкое строительство и безопасность сооружений. 2014. №2. С. 29-35.
7. Тамразян А.Г. Оценка риска и надёжности несущих конструкций и ключевых элементов - необходимое условие безопасности зданий и сооружений // Вестник ЦНИИСК. 2009. №1. С. 160 – 171.
8. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон – проблемы и перспективы // Промышленное и гражданское строительство. 2014. №8. С. 30-33.
9. Ведяков И.И., Райзер В.Д. Надежность строительных конструкций. Теория и расчет. М.: АСВ, 2018. 414 с.
10. Ni Z., Qiu Z. Hybrid probabilistic fuzzy and non-probabilistic model of structural reliability. Computers & Industrial Engineering. 2010. Vol. 58. Issue 3. pp. 463-467.
11. Ling C., Lu Z., Zhang X. Safety analysis for the postfust reliability model under possibilistic input and fuzzy state. Aerospace Science and Technology. 2020. Vol. 99. <https://doi.org/10.1016/j.ast.2020.105739>
12. Structural safety reliability of concrete buildings of HTR-PM in accidental double-ended break of hot gas ducts. Nuclear Engineering and Technology // Q. Guo, S. Wang, S. Chen, Y. Sun. 2019. URL: <https://doi.org/10.1016/j.net.2019.10.015>.
13. Wang C., Zhang H., Li Q. Moment-based evaluation of structural reliability. Reliability Engineering & System Safety. 2019. Vol. 181. pp. 38-45.
14. Zhao Y., Li P., Lu Z. Efficient evaluation of structural reliability under imperfect knowledge about probability distributions. Reliability Engineering & System Safety. 2018. Vol. 175. pp. 160-170.
15. Li H., Nie X. Structural reliability analysis with fuzzy random variables using error principle. Engineering Applications of Artificial Intelligence. 2018. Vol. 67. pp. 91-99.
16. Dubois D., Prade H. Possibility theory. New York: Plenum Press. 1988. 411 p.
17. Уткин В.С., Ярыгина О.В. Расчет надежности индивидуальных бетонных и железобетонных элементов на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающего момента с использованием неравенства Чебышева // Строительство и реконструкция. 2010. №3(29). С. 49-54.
18. Уткин В.С., Соловьев С.А. Расчет надежности железобетонных балок по критерию прочности поперечной арматуры при образовании наклонных трещин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. №5. С. 34-42.
19. Hybrid reliability analysis and optimization for spacecraft structural system with random and fuzzy parameters Aerospace Science and Technology / C. Wang, H.G. Matthies, M. Xu, Y. Li. 2018. Vol. 77. pp. 353-361.
20. Уткин В.С., С.А. Соловьев, А.А. Каберова. Значение уровня среза (риска) при расчете надежности несущих элементов возможным методом // Строительная механика и расчет сооружений. 2015. № 6. С. 63-67.
21. Wang C., Zhang H., Beer M. Computing tight bounds of structural reliability under imprecise probabilistic information. Computers & Structures. 2018. Vol. 208. pp. 92-104.
22. Zadeh L.A. Fuzzy sets. Information and Control. 1965. Vol. 8. No. 3. pp. 338-353.
23. Патент RU 2308018 C1 Российская Федерация: МПК G 01 N 3/46. Устройство для определения твердости материалов методом царапания / Уткин В.С., Плотникова О.С., Русанов В.В.; заявитель и патентооб-

ладатель Вологодский государственный технический университет. - №2006102641/28; заявл. 30.01.2006; опубл. 10.10.2007. Бюл. №28.

24. Augusti G., Baratta A., Casciati F. Probabilistic methods in structural engineering. London, New York: Chapman and Hall, 1984. 556 p.

25. Гуров С.В., Уткин Л.В. Надежность систем при неполной информации. СПб: Любович, 1999. 166 с.

26. Li X., Tang W. Structural risk analysis model of damaged membrane LNG carriers after grounding based on Bayesian belief networks. Ocean Engineering. 2019. Vol. 171. pp. 332-344.

27. Guede F. Risk-based structural integrity management for offshore jacket platforms. Marine Structures. 2019. Vol. 63. pp. 444-461.

REFERENCES

1. Lychev A.S. Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy [Reliability of building structures]. Moscow : ASV, 2008. 184 p.

2. Krasnoshchekov YU.V., Zapoleva M.YU. Veroyatnostnoe proektirovanie konstruksiy po zadannomu urovnyu nadezhnosti [Probabilistic design of structures at a given level of reliability]. Vestnik SibADI. 2015. No 1 (15). Pp. 68-73.

3. Mitasov V.M., Adishchev V.V., Statsenko N.V. Kontseptsiya predel'nykh sostoyaniy i ikh proverka po rossiyskim normam i Evrokodam [The concept of limit states and their verification according to Russian standards and Eurocodes]. Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo. 2017. No 8. Pp. 15-23.

4. Klevtsov, V.A., Kuzevanov D.V. Voprosy proektirovaniya konstruksiy s ispol'zovaniem teorii nadezhnosti [Problems of designing structures using the theory of reliability]. Beton i zhelezobeton. 2009. No 2. Pp. 9-12.

5. Utkin L.V. Analiz riska i prinyatie resheniy pri nepolnoy informatsii [risk analysis and decision making with incomplete information]. Saint Petersburg: Nauka, 2007. 404 p.

6. Rayzer V.D. Ocherk razvitiya teorii nadezhnosti i norm proektirovaniya stroitel'nykh konstruksiy [Essay on the development of the theory of reliability and design standards for building structures]. Seysmostoykoe stroitel'stvo i bezopasnost' sooruzheniy. 2014. No 2. Pp. 29-35.

7. Tamrazyan A.G. Otsenka riska i radiozhnosti nesushchikh konstruksiy i klyuchevykh elementov - neobkhodimoe uslovie bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy [Assessment of the risk and reliability of load-bearing structures and key elements is a necessary condition for the safety of buildings and structures]. Vestnik TSNIISK. 2009. No 1. Pp. 160 - 171.

8. Tamrazyan A.G. Beton i zhelezobeton - problemy i perspektivy [Concrete and reinforced concrete - problems and prospects]. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2014. No 8. Pp. 30-33.

9. Vedyakov I.I., Rayzer V.D. Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy. Teoriya i raschet [Reliability of building structures. Theory and calculation]. Moscow: ASV, 2018. 414 p.

10. Ni Z., Qiu Z. Hybrid probabilistic fuzzy and non-probabilistic model of structural reliability. Computers & Industrial Engineering. 2010. Vol. 58. Issue 3. pp. 463-467.

11. Ling C., Lu Z., Zhang X. Safety analysis for the posfust reliability model under possibilistic input and fuzzy state. Aerospace Science and Technology. 2020. Vol. 99. <https://doi.org/10.1016/j.ast.2020.105739>

12. Guo Q., Wang S., Chen S., Sun Y. Structural safety reliability of concrete buildings of HTR-PM in accidental double-ended break of hot gas ducts. Nuclear Engineering and Technology. 2019. URL: <https://doi.org/10.1016/j.net.2019.10.015>.

13. Wang C., Zhang H., Li Q. Moment-based evaluation of structural reliability. Reliability Engineering & System Safety. 2019. Vol. 181. pp. 38-45.

14. Zhao Y., Li P., Lu Z. Efficient evaluation of structural reliability under imperfect knowledge about probability distributions. Reliability Engineering & System Safety. 2018. Vol. 175. pp. 160-170.

15 Li H., Nie X. Structural reliability analysis with fuzzy random variables using error principle. Engineering Applications of Artificial Intelligence. 2018. Vol. 67. pp. 91-99.

16. Dubois D., Prade H. Possibility theory. New York: Plenum Press. 1988. 411 p.

17. Utkin V.S., YArgina O.V. Raschet nadezhnosti individual'nykh betonnykh i zhelezobetonnykh elementov na prodavlivanie pri deystvii sosredotochennoy sily i izgibayushchego momenta s ispol'zovaniem neravenstva Chebysheva [Reliability calculation of individual concrete and reinforced concrete elements for punching under the action of concentrated force and bending moment using Chebyshev inequality]. Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2010. No 3(29). Pp. 49-54.

18. Utkin V.S., Solov'ev S.A. Raschet nadezhnosti zhelezobetonnykh balok po kriteriyu prochnosti poperechnoy armatury pri obrazovanii naklonnykh treshchin [Reliability calculation of reinforced concrete beams according to the criterion of strength of transverse reinforcement during the formation of inclined cracks]. Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniy. 2017. No 5. Pp. 34-42.

19. Wang C., Matthies H.G., Xu M., Li Y. Hybrid reliability analysis and optimization for spacecraft structural system with random and fuzzy parameters. Aerospace Science and Technology. 2018. Vol. 77. pp. 353-361.

20. Utkin V.S., S.A. Solov'ev, A.A. Kaberova. Znachenie urovnya sreza (riska) pri raschete nadezhnosti nesushchikh elementov vozmozhnostnym metodom [The value of the cutoff level (risk) when calculating the reliability of the bearing elements by the probabilistic method]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2015. No 6. Pp. 63-67.
21. Wang C., Zhang H., Beer M. Computing tight bounds of structural reliability under imprecise probabilistic information. *Computers & Structures*. 2018. Vol. 208. pp. 92-104.
22. Zadeh L.A. Fuzzy sets. *Information and Control*. 1965. Vol. 8. No. 3. pp. 338-353.
23. Patent RU 2308018 C1 Rossiyskaya Federatsiya: MPK G 01 N 3/46. Ustroystvo dlya opredeleniya tverdos-ti materialov metodom tsarapaniya / Utkin V.S., Plotnikova O.S., Rusanov V.V.; zayavitel' i patroobladatel' Volo-godskiy gosudarstvennyy tekhnicheskiy universitet [atent RU 2308018 C1 Russian Federation: IPC G 01 N 3/46. A de-vice for determining the hardness of materials by scratching / Utkin V.S., Plotnikova O.S., Rusanov V.V. ; Applicant and patentee Vologda State Technical University]. №2006102641/28; accepted. 30.01.2006; publ. 10.10.2007. Byul. No 28.
24. Augusti G., Baratta A., Casciati F. Probabilistic methods in structural engineering. London, New York: Chapman and Hall, 1984. 556 p.
25. Gurov S.V., Utkin L.V. Nadezhnost' sistem pri nepolnoy informatsii. Saint Petersburgs: Lyubovich, 1999. 166 p.
26. Li X., Tang W. Structural risk analysis model of damaged membrane LNG carriers after grounding based on Bayesian belief networks. *Ocean Engineering*. 2019. Vol. 171. pp. 332-344.
27. Guede F. Risk-based structural integrity management for offshore jacket platforms. *Marine Structures*. 2019. Vol. 63. pp. 444-461.

Информация об авторах:

Уткин Владимир Сергеевич

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, Россия,
доктор технических наук, профессор, профессор кафедры промышленного и гражданского строительства.
[E-mail: utkinvogtu@mail.ru](mailto:utkinvogtu@mail.ru)

Соловьев Сергей Александрович

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства.
[E-mail: ser6sol@yandex.ru](mailto:ser6sol@yandex.ru)

Ярыгина Ольга Валентиновна

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства.
[E-mail: ola_yarigina@mail.ru](mailto:ola_yarigina@mail.ru)

Information about authors

Utkin Vladimir S.

Vologda State University (VSU), Vologda, Russia,
doctor of technical Sciences, professor, professor of industrial and civil engineering department.
E-mail: utkinvogtu@mail.ru

Solovyev Sergey A.

Vologda State University (VSU), Vologda, Russia,
candidate of technical Sciences, associate professor of industrial and civil engineering department.
[E-mail: ser6sol@yandex.ru](mailto:ser6sol@yandex.ru)

Yarigina Olga Valentinovna

Vologda State University (VSU), Vologda, Russia,
candidate of technical Sciences, associate professor of industrial and civil engineering department.
[E-mail: ser6sol@yandex.ru](mailto:ser6sol@yandex.ru)

Н.В. ФЕДОРОВА¹, ФАН ДИНЬ ГУОК¹, НГУЕН ТХИ ЧАНГ¹¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет,
г. Москва, Россия

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖИВУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ С РИГЕЛЯМИ, УСИЛЕННЫМИ КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Аннотация. Приведены результаты экспериментальных исследований деформирования, трещиностойкости и несущей способности многоэтажных монолитных железобетонных рам, усиленных косвенным армированием при их статико—динамическом нагружении, вызванном внезапным гипотетическим удалением одной из колонн. По экспериментальным данным построены диаграммы «момент — кривизна» и «нагрузка — ширина раскрытия трещин» при рассматриваемом двух этапном режиме нагружения. Полученные результаты позволили оценить динамические догружения в элементах исследуемой рамы (статическом — на первом и динамическом — на втором этапе). Сопоставлением опытных параметров диаграммы для конструкций рам усиленных косвенной арматурой и рам без косвенного армирования показано, что применение косвенного армирования в дополнение к обычному стержневому армированию повышает живучесть конструктивной системы при особых воздействиях и может рассматриваться как один из способов защиты железобетонных каркасов зданий от прогрессирующего обрушения.

Ключевые слова: железобетонная конструкция, особое воздействие, экспериментальные исследования, статико — динамическое нагружение, косвенное армирование

N.V. FEDOROVA¹, FAN DINH GUOK¹, NGUYEN THI CHANG¹¹ National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

EXPERIMENTAL LIFE STUDIES OF REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH GIRDERS REINFORCED BY INDIRECT REINFORCEMENT

Abstract. Results of experimental investigations of deformation, crack resistance and bearing capacity of multi-storey monolithic reinforced concrete frames reinforced by indirect reinforcement at their static-dynamic loading caused by sudden hypothetical removal of one of the columns are presented. According to the experimental data, diagrams "moment - curvature" and "load - crack opening width" are built under the considered two stage loading mode: the obtained results allowed to estimate dynamic loading in frame elements (static - at the first stage and dynamic - at the second stage). Comparison of experimental parameters of the diagram for structures of frames reinforced by indirect reinforcement and frames without indirect reinforcement shows that the use of indirect reinforcement in addition to conventional rod reinforcement increases the survival of the structural system under special effects and can be considered as one of the ways to protect reinforced concrete frames of buildings from progressive collapse.

Keywords: reinforced concrete structure, special impact, experimental studies, static - dynamic loading, indirect reinforcement.

Введение

В связи с введением в практику проектирования России и ряда других стран нормативных документов нового поколения, нормирующих требования по защите зданий и сооружений от особых аварийных воздействий [1-12] актуальны исследования, направленные на оценку способов защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Для конструктивных систем из железобетона одним из эффективных относительно недорогих способов защиты может стать способ усиления, основанный на применении косвенного армирования сжатых зон - как элементов, повышающих их прочность и пластичность сечений при из-

менениях в них силовых потоков внезапной структурной перестройкой конструктивной системы [13,14]. В настоящей статье приведены некоторые результаты экспериментальных исследований многоэтажных железобетонных рам с ригелями, усиленными в опорных зонах косвенным армированием.

Методика исследования

Одним из сценариев аварийного воздействия на конструктивную систему является сценарий внезапного удаления из нее одной из несущих конструкций (рисунок 1), например, колонны первого этажа [6,11,15,16]. Экспериментально моделирование такого воздействия выполнено для конструкции железобетонной трехэтажной двухпролетной рамы с такими же размерами и армированием что и в опытах [17], но ее ригели дополнительно усилены в опорных зонах косвенной арматурой в виде сеток (рисунок 2). Целью испытаний являлось определение параметров статико - динамического деформирования элементов железобетонной рамы для оценки эффективности косвенного армирование при защите таких конструкций от прогрессирующего обрушения.

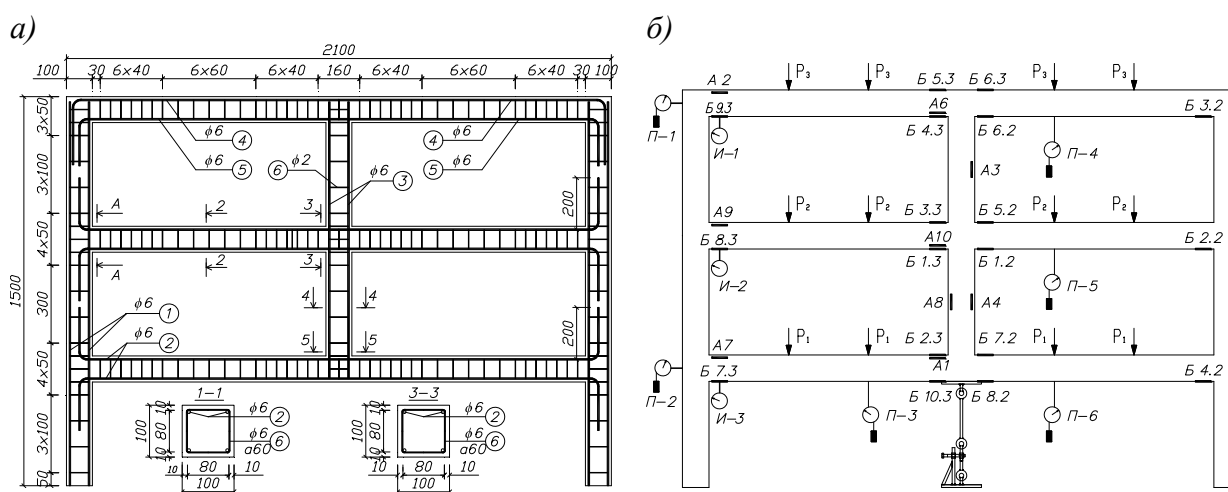


Рисунок 1 – Схемы конструкции железобетонной рамы без косвенной арматуры:
а - схема армирования, б - схема нагрузки и установки приборов

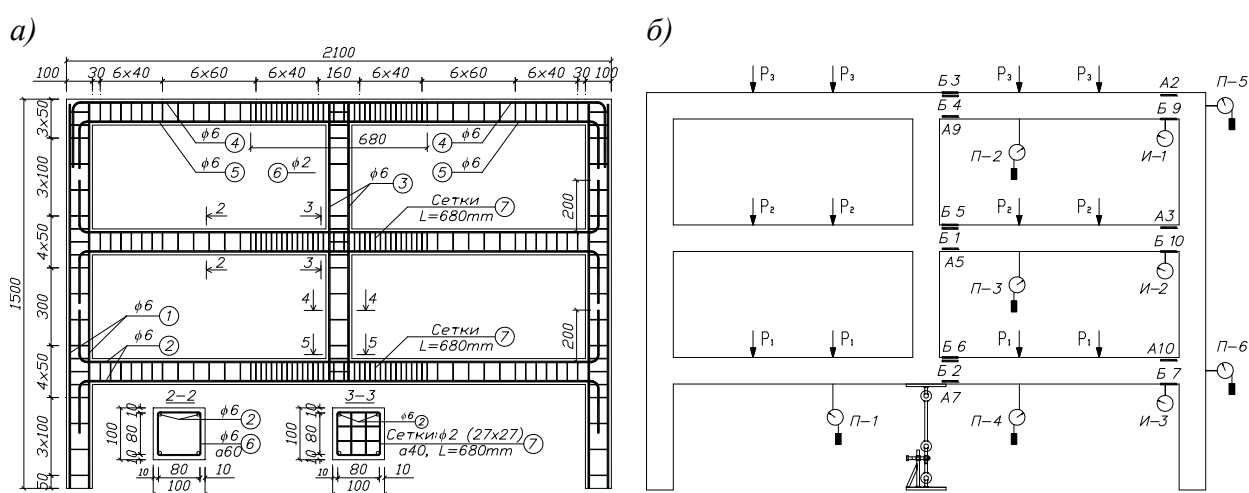


Рисунок 2 – Схемы конструкции железобетонной рамы с косвенной арматурой:
а - схема армирования, б - схема нагрузки и схемы установки приборов

Испытаны два опытных образца рамы РЖ-БК - без косвенной арматуры (рисунок 1) и РЖ-СК - с косвенной арматурой (рисунок 2). Конструкции выполнены из среднезернистого бетона. Ригели рам армированы симметричной арматурой из четырех стержней диаметром 6 мм класса А 240. Поперечная арматура принята из проволоки диаметром 2 мм, шагом в приопорных зонах 40 мм и в пролете - 60 мм. Ригели в приопорных зонах усилены косвенным армированием в виде сеток С-1 из проволоки с ячейкой 27х27мм диаметром 2 мм., установленных шагом 40 мм на длине ригеля 680 мм. Характеристики материалов опытных конструкций рам приведены в таблице 1. Общий вид испытаний опытных конструкций приведен на рисунке 3.

Таблица 1 – Характеристики материалов опытных конструкций рам

Бетон	E_b (мПа)	R_m (мПа)	R_{ch} (мПа)	$R_{b,n}$ (мПа)	R_b (мПа)
РЖ-БК	13669.24	7.53	5.68	4.26	3.28
РЖ-СК	23781.82	20.69	15.60	11.70	9.00
Арматура	E_s (мПа)	$R_{s,n}$ (мПа)	R_s (мПа)	R_{sc} (мПа)	$\sigma_{sc,u}$ (мПа)
A240 (□6)	247699.93	326.55	283.95	283.95	400.00
B500 (□2)	200000.00	500.00	435.00	435.00	400.00



Рисунок 3 – Общий вид испытаний опытных конструкций

Одновременно с испытаниями опытных конструкций рам для определения физико-механических характеристик бетона, в том числе усиленного косвенной арматурой, были испытаны бетонные кубы с ребром 70 мм, бетонные призмы и призмы, армированные сетками С-1 из проволоки диаметром 2 миллиметра с ячейкой 27 мм, установленным шагом 40 миллиметров по высоте призм.

Результаты и обсуждение

Анализ результатов испытаний позволяет отметить следующее.

Рост кривизны в приопорном сечении А-А (см. рисунок 1,2) ригелей рамы до уровня нагрузки трещинообразования был близок к линейному (см. рисунок 4).

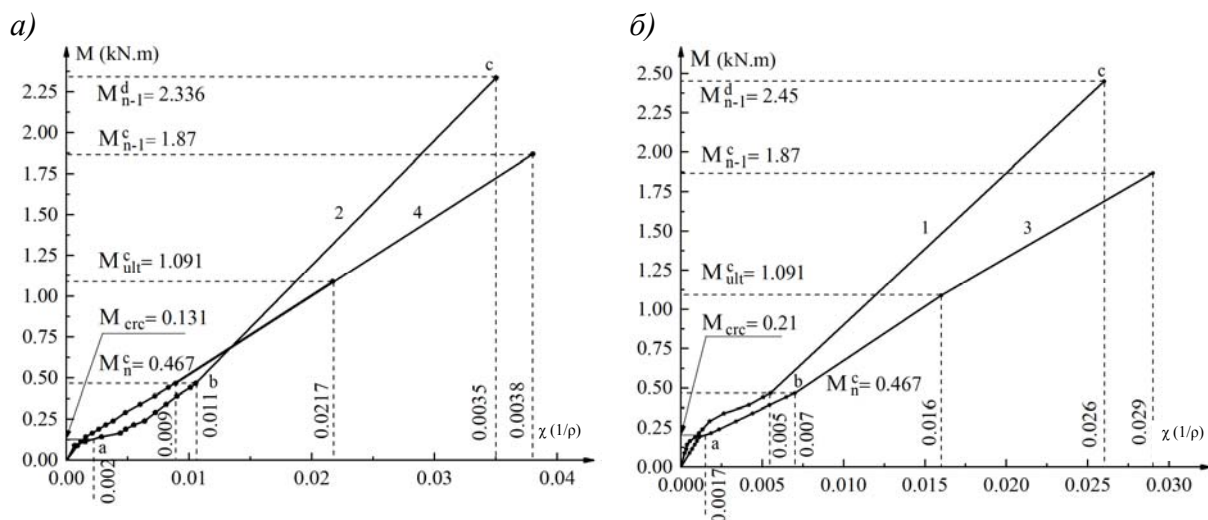


Рисунок 4 – Зависимости «момент — кривизна» в опорном сечении А-А при статико-динамическом нагружении рамы РЖ-БК(а) и РЖ-СК(б) соответственно:

1, 2 – опытные значения, 3, 4 – расчетные значения

Образование трещин в наиболее напряженных сечениях растянутых зон ригелей резко изменяет жесткость элементов ригелей, что характеризовалось значительным ростом кривизн в рассматриваемом сечении.

После внезапного удаления в опытной конструкции средней колонны происходило изменение силовых потоков в конструкции рамы, высокоскоростное догружение всех элементов конструктивной системы, что характеризовалось мгновенным увеличением кривизн в сечениях ригелей рамы максимальные значения которых превышали их значения в исходной первичной системе в 3-5 раз.

В процессе испытаний, с помощью цифровой видеокамеры было определено время динамического догружения ригелей рамы от момента удаления колонны до максимального всплеска перемещений в сечениях ригелей, примыкающих к удаленной опоре. В опорном сечении нижнего ригеля рамы при удалении средней колонны в сечении А-А оно составило 0,08 сек, в пролетном сечении - 0,05 сек. Сопоставляя эти значения со значениями времени динамического догружения полученными в испытаниях рам без их усиления косвенным армированием [17-20] можно отметить заметное увеличение времени деформирования на первой полуволне динамического догружения ригелей с 0,03-0,04 сек. до 0,05-0,08 сек. Из этого следует, что установка косвенной арматуры в приопорных зонах ригелей увеличивает пластические деформации сжатых зон ригелей и соответственно повышает их демпфирующие свойства. Это подтверждается и испытаниями на сжатие вспомогательных опытных образцов не армированных и армированных арматурными сетками бетонных призм (рисунок 5). Было установлено, что косвенное армирование призм при их статико-динамическом нагружении при прочих равных условиях повышает их динамическую прочность и заметно увеличивает пластические деформации при нагружении (рисунок 5, в, г). Аналогичный вывод об увеличении пластических деформации в изгибаемых конструкциях балок, армированных в сжатой зоне косвенной арматурой был сделан по результатам исследований [13, 14].

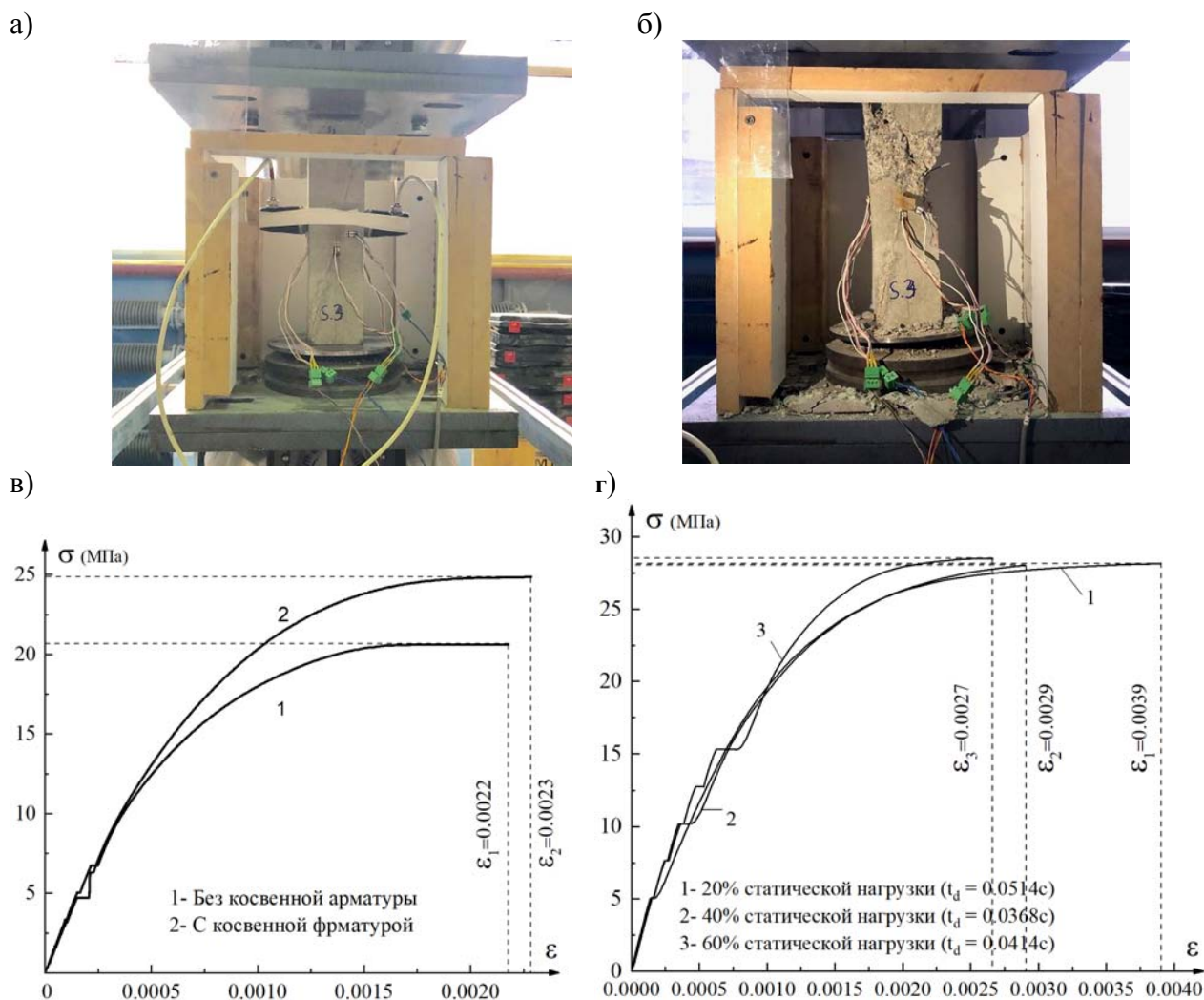


Рисунок 5 – Экспериментальные исследования опытных образцов призм с косвенным армированием при статическом (в) и статико – динамическом (г) режимах нагружения: а, б – общий вид испытаний; в, г - кривые «напряжение - деформация» бетонных призм при статическом и статико-динамическом нагружении соответственно:

1- без косвенного армирования, 2- с косвенным армированием

Важным параметром при исследованиях статико—динамического деформирования железобетонных рам, вызванного особым воздействием в виде внезапного удаления одной из колонн, является определения коэффициента динамического догружения в конструктивных элементах рамы. Анализ трещинообразования в опытных конструкциях рам до приложения особого воздействия показал, что значения момента трещинообразования в раме с косвенной арматурой существенно выше (см. рисунок 6).

Первые трещины в приопорной растянутой зоне ригеля над первым этажом при статическом нагружении рамы с раскрытием до 0,05 мм появились при суммарной нагрузке $\sum P_i^{st} = 8,84 \text{ кН}$ ($M_{cr} = 0,165 \text{ кН.м}$). Затем на следующем этапе нагружения при нагрузке $\sum P_i^{st} = 12,01 \text{ кН}$ ($M_{cr} = 0,216 \text{ кН.м}$) появились аналогичные трещины в ригелях над вторым и третьим этажом рамы. Ширина раскрытия трещины в опытных конструкциях рам без косвенного армирования после динамического догружения, вызванного внезапным удалением центральной колонны при суммарной динамической нагрузке $\sum P_i^d = 27,56 \text{ кН}$ составила $a_{crc}^d = 1,5 \text{ мм}$, в раме с косвенным армированием - $a_{crc}^d = 0,55 \text{ мм}$ (см. рисунок 7).

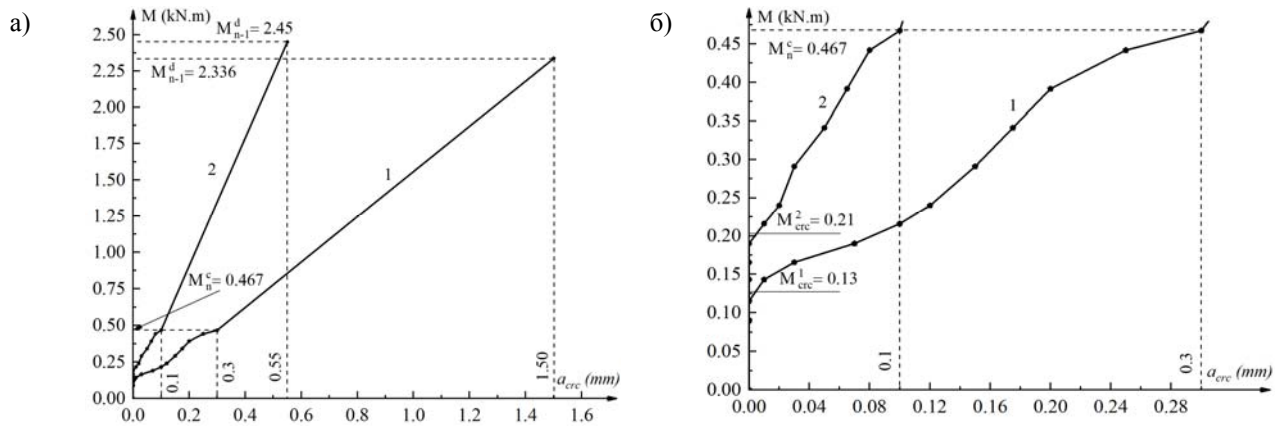


Рисунок 6 – Общий вид диаграмм (а) и фрагмент статического участка роста ширины раскрытия трещин (б) при статическом нагружении и динамическом догружении рамы при удалении средней колонны: 1 - без косвенной арматуры и 2 - с косвенной арматурой

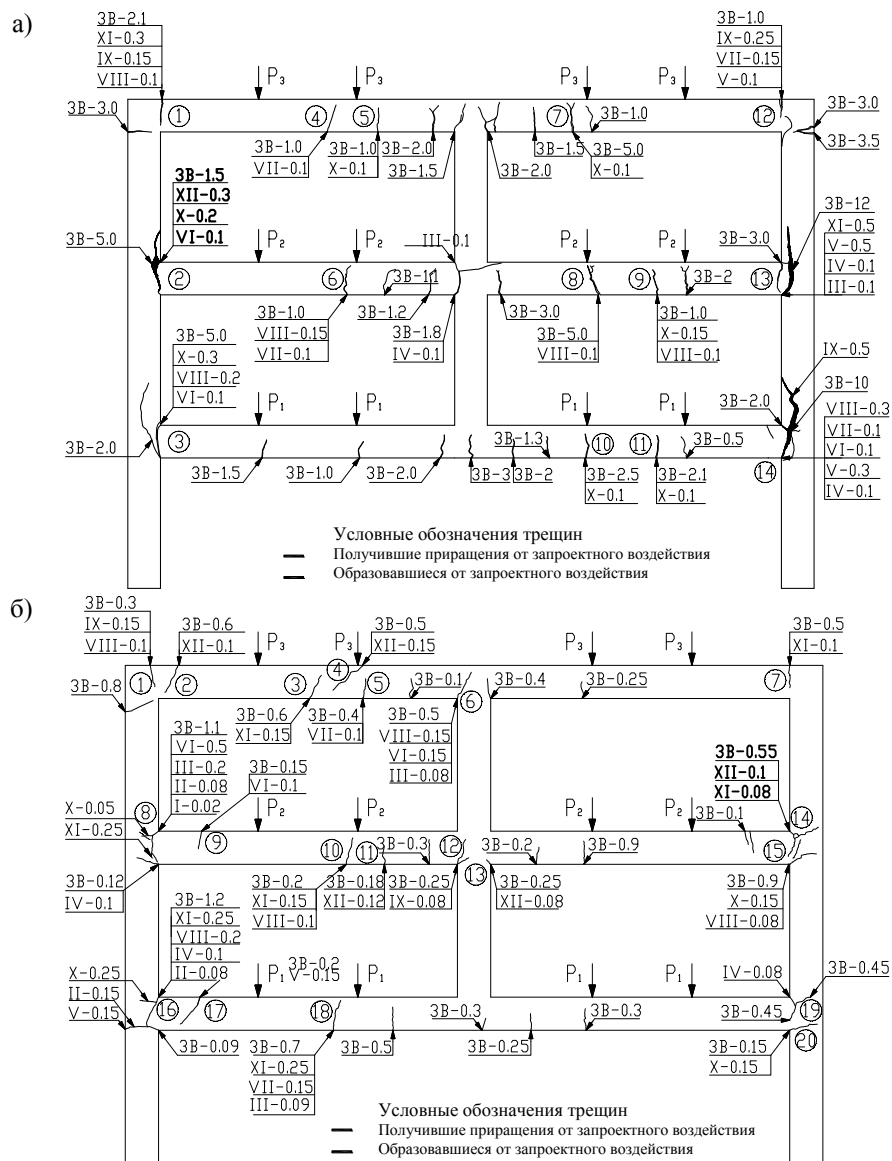


Рисунок 7 – Общий вид трещинообразования в раме после особого воздействия:
а) без косвенной арматуры, б) с косвенной арматурой

Коэффициент динамического догружения наиболее напряженного сечения ригеля, примыкающего к удаленные колонне от рассматриваемого воздействия, вычисленный как отношение ширины раскрытия трещин после динамического догружения (n-1) - системы к значению ширины раскрытия трещин при статическом нагружении исходной n - системы для рамы без косвенного армирования составил $\theta_{ds}=5,0$, для рамы с косвенной арматурой $\theta_{ds}=5,5$. Сопоставляя эти значения с опытными значениями коэффициента динамического догружения, полученного в испытаниях аналогичных рам, но без косвенного армирования [17] установлено, что опытные значение θ_{ds} в конструкциях монолитных железобетонных рам с косвенной арматурой на 27-30 % меньше чем в рамах без косвенной арматуры.

Анализ численных значений ширины раскрытия трещин после динамического догружения рам обеих серий показал следующее. Деформации арматуры ε_{su} вычисленные по опытным значениям ширины раскрытия трещин в рамах без косвенного армирования достигли предельных значений при особом воздействии статической нагрузки и динамического догружения при $M_{ult}^d = 1,98 \text{ кН.м}$.

В опытных конструкциях рам с ригелем, усиленным косвенным армированием при суммарной статической нагрузке $\sum P_i^{st} = 12,01 \text{ кН}$ и максимальном динамическом догружении предельные деформации в арматуре наиболее напряженных сечений соответствующие рассматриваемому особому воздействию достигнуты не были.

Из этого следует вывод о том, что установка косвенного армирования в наиболее напряженных зонах конструктивных элементов монолитных железобетонных рам (с учетом возможного изменения силовых потоков) после внезапного гипотетического удаления одной из несущих конструкций, может стать одним из возможных способов защиты железобетонных каркасов зданий от прогрессирующего обрушения.

Выводы

Проведенные экспериментальные исследования деформирования, трещинообразования и разрушение монолитных железобетонных рам позволили установить эффективность установки косвенного армирования несущих элементов для повышения их живучести и соответственно защиты от прогрессирующего обрушения при особых и аварийных воздействиях.

Установка косвенной арматуры в виде сеток в приопорных участках ригелей на все высоту их сечения повышает прочность бетона сжатой зоны и уменьшают ширину раскрытия трещин при нагружении рамы статической нагрузкой и динамическом догружении, вызванном аварийным воздействием.

Косвенное армирование в виде арматурных сеток ригелей монолитных рам, в дополнение к обычному стержневому армированию, может рассматриваться как один из способов защиты железобетонных каркасов зданий от прогрессирующего обрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. – М.: Минстрой России, 2018. 33с.
2. СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия. Минстрой России. М., 2017. 23 с.
3. General services administration (GSA). Alternative path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance, revision 1, January 28, 2016
4. 53 UFC 2-023-03. Unified facilities criteria (UFC). Design of buildings to resist progressive collapse, 14 July 2009, change 3, 1 november 2016
5. Травуш В.И., Федорова Н.В. Живучесть конструктивных систем сооружений при особых воздействиях // Инженерно-строительный журнал. 2018. №5. С. 73-80.
6. Travush V.I., Fedorova N.V Survivability parameter calculation for framed structural systems // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2017. № 1(33). Pp. 6–14.

7. Fintel M., Schultz D.M. Philosophy for Structural Integrity of Large Panel Buildings // *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. 1976. Vol. 21. No 21. Pp. 46-69.
8. Ahmadi R., Rashidian O., Abbasnia R., Nav F.M., Usefi N. Experimental and Numerical Evaluation of Progressive Collapse Behavior in Scaled RC Beam-Column Subassemblage // *Shock Vib*. 2016.
9. Pham A.T., Tan K.H. Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading // *Eng. Struct.* 2017. № 139. С. 31–45.
10. Yu J., Tan K.H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages // *Eng. Struct.* – 2013. – № 55 – 90–106с.
11. Кодыш Э.Н. Проектирование защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения с учетом возникновения особого предельного состояния // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. № 10. С. 95-101.
12. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // *Инженерно-строительный журнал*. 2014. № 5(49). С. 15-26. DOI: 10.5862/MCE.49.2.
13. Манаенков И.К. К совершенствованию диаграммы сжатого бетона с косвенным армированием // *Строительство и реконструкция*. 2018. № 2 (76). С. 41-50.
14. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 7. С. 41-44.
15. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Чесноков Д.А. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. №6. С.8-13.
16. Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В., Шапиро Г.И., Гасанов А.А. Расчёты крупнопанельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения методами предельного равновесия и конечного элемента // *Academia. Архитектура и строительство*. 2016. № 4. С. 109-113.
17. Fedorova N., Vu N.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // *IOP Journal of Physics: Conference Series (JPCS)*. 2020. Volume 1425. 1. 012033
18. Федорова Н.В., Кореньков П.А., Ву Н.Т. Методика экспериментальных исследований деформирования монолитных железобетонных каркасов зданий при аварийных воздействиях // *Строительство и реконструкция*. 2018. № 4 (78). С. 42-52.
19. Колчунов В.И., Кудрина Д.В. Экспериментально-теоретические исследования преднапряженных железобетонных элементов рам в запредельных состояниях // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2010. №3. С. 14-17.
20. Klueva N., Emelyanov S., Kolchunov V., Gubanova M. Criterion of crack resistance of corrosion damaged concrete in plane stress state // *Procedia Engineering*. 2015. T. 117. С. 179-185.

REFERENCES

1. SP 385.1325800.2018 Zashchita zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proyektirovaniya. Osnovnyye polozheniya [Building Code of Russian Federation SP 385.1325800.2018 Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design rules. The main provisions]. Minstroy Rossii. Moscow, 2018. 33 p.(rus)
2. SP 296.1325800.2017 Zdaniya i sooruzheniya. Osobyie vozdeystviya [Code of Regulations 296.1325800.2017 Buildings and structures. Special effects]. Minstroy Rossii. Moscow, 2017. 23 p. (rus)
3. General services administration (GSA). Alternative path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance, revision 1, January 28, 2016.
4. UFC 2-023-03. Unified facilities criteria (UFC). Design of buildings to resist progressive collapse, 14 July 2009, change 3, 1 november 2016.
5. Travush, V.I., Fedorova, N.V. Survivability of structural systems of buildings with special effects. *Magazine of Civil Engineering*. 2018, No.5. Pp. 73–80.
6. Travush V.I., Fedorova N.V Survivability parameter calculation for framed structural systems. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2017. No 1 (33). Pp. 6–14.
7. Fintel M., Schultz D.M. Philosophy for Structural Integrity of Large Panel Buildings. *Journal of the Prestressed Concrete Institute*. 1976. Vol. 21. No 21. Pp. 46-69.
8. Ahmadi R., Rashidian O., Abbasnia R., Nav F.M., Usefi N. Experimental and Numerical Evaluation of Progressive Collapse Behavior in Scaled RC Beam-Column Subassemblage. *Shock Vib*. 2016.
9. Pham A.T., Tan K. H. Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading. *Eng. Struct.* 2017. No 139. Pp. 31–4.
10. Yu J., Tan K. H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. *Eng. Struct.* 2013. No 55. Pp. 90–106.
11. Kodysh E.N. Proyektirovaniye zashchity zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego obrusheniya s uchetom vozniknoveniya osobogo predel'nogo sostoyaniya [Designing the protection of buildings and structures from progressive collapse, taking into account the occurrence of a special limit state]. *Industrial and Civil Engineering*. 2018 No 10 Pp. 95-101.

12. Kabancev O.V., Tamrazyan A.G. Uchet izmenenij raschetnoj skhemy pri analize raboty konstrukcii [Allowing for changes in the calculated scheme during the analysis of structural behaviour]. *Magazine of Civil Engineering*, No.5 (49), 2014 Pp. 15-26. DOI: 10.5862/MCE.49.2.
13. Manaenkov I.K. K sovershenstvovaniyu diagrammy szhatogo betona s kosvennym armirovaniem [To improve the diagram of compressed concrete with indirect reinforcement]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2018. No. 2 (76), Pp. 41–50. (rus).
14. Tamrazyan A.G., Manaenkov I.K. K raschetu izgibaemykh zhelezobetonnykh jelementov s kosvennym armirovaniem szhatoj zony [To the calculation of bent reinforced concrete elements with indirect reinforcement of the compressed zone]. *Industrial and Civil Engineering*. 2016. No. 7, Pp. 41–44. (rus).
15. Kodysh E.N., Trekin N.N., Chesnokov D.A. Zashchita mnogoetazhnykh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya [Protection of Multistory Buildings from Progressing Collapse]. *Industrial and Civil Engineering*. 2016. No. 6. Pp. 8–13. (rus)
16. Zenin S.A., Sharipov R.Sh., Kudinov O.V., Shapiro G.I., Gasanov A.A. Methods of calculating of large-panel buildings: how to prevent progressing collapse. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo*. 2016 No. 4 Pp. 109–113. (rus)
17. Fedorova N., Vu N.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions. *IOP Journal of Physics: Conference Series (JPCS)*. 2020. Volume 1425. 1. 012033
18. Fedorova. N.V., Koren'kov P.A., Vu N.T. Experimental method of research of deformation of monolithic reinforced concrete building under accidental actions. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2018. No. 4 (78). Pp. 42-52. (rus)
19. Kolchunov V.I., Kudrina D.V. Eksperimental'no-teoreticheskiye issledovaniya prednapryazhennykh zhelezobetonnykh elementov ram v zapredel'nykh sostoyaniyakh [Experimental and theoretical studies of prestressed reinforced concrete frame elements in transcendental states]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2010. No 3. Pp. 14-17.
20. Klueva N., Emelyanov S., Kolchunov V., Gubanova M. Criterion of crack resistance of corrosion damaged concrete in plane stress state. *Procedia Engineering*. 2015. Vol. 117. Pp. 179-185.

Информация об авторах

Федорова Наталия Витальевна

ФГБОУ ВО "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
доктор технических наук, профессор, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: FedorovaNV@mgsu.ru

Фан Динь Куок

ФГБОУ ВО "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: D2nucevn@gmail.com

Нгуен Тхи Чанг

ФГБОУ ВО "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
магистрант кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: Nguyentrangxdk54@gmail.com

Information about authors

Fedorova Natalia V.

National Research Moscow State Construction University, Moscow, Russia,
doctor of Engineering, professor, professor of Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: FedorovaNV@mgsu.ru

Fang Din Kuok

National Research Moscow State Construction University, Moscow, Russia,
postgraduate student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures/
E-mail: D2nucevn@gmail.com

Nguyen Tkhi Chiang

National Research Moscow State Construction University, Moscow, Russia,
master student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: Nguyentrangxdk54@gmail.com

Н.В. БАКАЕВА¹, И.В. ЧЕРНЯЕВА²

¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»
(НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

²ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орёл, Россия

К ЗАДАЧАМ НОРМИРОВАНИЯ КОМФОРТНОСТИ И БЕЗОПАСНОСТИ СРЕДЫ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ ГОРОДА

Аннотация. В статье затрагивается проблема нормирования комфортности и безопасности среды жизнедеятельности города как действенного механизма регулирования антропогенного воздействия на окружающую среду. Выполнен обзор публикаций, а также анализ опыта разработки российской нормативной базы, затрагивающей научно-технические вопросы обеспечения безопасности и комфортности среды жизнедеятельности города. Представлена классификация и проведен анализ требований, содержащихся в различного рода правовых, нормативных и методических документах, а также стандартах качества проживания. Приведены результаты обзора методических документов по оценке качества среды жизнедеятельности города. Рассматривается перспективное направление развития нормотворчества в области обеспечения комфортности и безопасности среды жизнедеятельности города в Российской Федерации – строительство по экологическим стандартам или «зелёное» строительство. Результаты исследований могут быть использованы при разработке будущего свода правил «Комфортная и безопасная среда жизнедеятельности города. Основные положения»

Ключевые слова: нормирование, комфортность, безопасность, оценка качества городской среды, нормативно-техническое регулирование.

N.V. BAKAEVA¹, I.V. CHERNYAEVA²

¹Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

²Orel State University named after I.S. Turgenev, Orel, Russia

THE PROBLEM OF NORMING IN THE FIELD OF COMFORT AND SAFETY ENVIRONMENT OF THE CITY

Abstract. The article addresses the problem of standardizing comfort and safety of the city's living environment as an effective mechanism for regulating the anthropogenic impact on the environment. A review of publications was carried out, as well as an analysis of the experience of developing the Russian regulatory framework affecting scientific and technical issues of ensuring the safety and comfort of the city's living environment. A classification is presented and an analysis of the requirements contained in various legal, regulatory and methodological documents, as well as standards of quality of living, is carried out. A review of the methodological documents on the assessment of the quality of the living environment of the city. The conclusion is drawn about the need to create a full-fledged, not fragmented structure of technical regulation of capital construction and spatial arrangement of the territory, corresponding to its social significance and the degree of influence on the development of the country's economy, content and organization of work in this field of activity. The research results can be used in the development of the future code of rules "A comfortable and safe living environment of the city. General positions."

Keywords: rationing, comfort, safety, assessment of the quality of the urban environment, regulatory and technical regulation.

Введение

Проблема нормирования комфортности и безопасности среды жизнедеятельности города, как действенного механизма регулирования антропогенного воздействия на окружающую среду, в последние годы становится наиболее значимой для большинства стран мира, включая Россию. Сегодня, в 21 веке, подавляющая часть антропогенных воздействий на окружающую город среду все еще не регламентирована, поэтому одним из эффективных подходов к созданию комфортной и безопасной среды жизнедеятельности города явится введение в практику новых научно обоснованных регуляторов – нормативов, в т.ч. и за счет гармонизации международных норм и стандартов. Действующая нормативная база в России большей частью базируется на результатах научных исследований, выполненных в 1960-70-е годы, что свидетельствует об актуальности дальнейшего совершенствования и развития нормативной базы, созданной еще в СССР.

Создание комфортных условий проживания и обеспечение безопасности среды жизнедеятельности города – это проблема, требующая системного подхода к нормированию не только в градостроительном и архитектурно-строительном проектировании, но и в выполнении инженерных изысканий, опытно-конструкторских и строительных работ, в осуществлении государственного надзора и контроля в строительстве. Необходимость системного подхода к формированию нормативной базы проектирования и строительства обусловлена еще тем, что все объекты капитального строительства – жилые, общественные и производственные здания, автомобильные дороги, мосты и тоннели, объекты городского хозяйства и другие строительные сооружения – это все взаимосвязанные объекты градостроительной деятельности, формирующие единую среду жизнедеятельности города, требования к которой должны устанавливаться согласованно, на общей технической и методической основе. С этих позиций современное российское нормативно-правовое регулирование среды жизнедеятельности нельзя признать удовлетворительным.

В России, в контексте устойчивого развития городов, который является глобальным трендом, за последние годы разработаны разнообразные подходы к нормированию. Так, мероприятия по совершенствованию технического регулирования, направленные на создание комфортной и безопасной среды жизнедеятельности, являются частью государственной программы Российской Федерации «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации»^{*}. Комплекс мероприятий этой программы предусматривает определение нормируемых параметров, содержащихся в нормативных технических документах в целях формирования научной базы разработки, актуализации и гармонизации их с международными нормами, в том числе направленных на создание комфортной и безопасной городской среды[†].

Создание комфортной и безопасной городской среды является одной из важнейших стратегических задач государства, которые определены Указом Президента Российской Федерации от 7 мая 2018 года N 204 «О национальных целях и стратегических задачах развития Российской Федерации на период до 2024 года» в целях осуществления прорывного научно-технологического и социально-экономического развития Российской Федерации, увеличения численности населения страны, повышения уровня жизни граждан и обеспечения их социальных гарантий. В соответствии с этим документом в ближайшей перспективе необходимо обеспечить кардинальное повышение комфортности городской среды, трансформацию индекса качества городской среды, сокращение количества городов с неблагоприятной средой.

^{*} Постановление Правительства Российской Федерации от 30 декабря 2017 года N 1710 с изменениями на 09 февраля 2019 года

[†] Из доклада рабочей группы Государственного Совета Российской Федерации по вопросу «О работе органов исполнительной власти субъектов РФ, направленной на улучшение жилищных условий населения и формирования благоприятной городской среды», Казань, 12 февраля 2019 года

Анализ публикаций.

Терминология «комфортная среда жизнедеятельности» на сегодняшний день не определена ни в одном из действующих нормативных документов в строительстве и градостроительстве. Наиболее близко отражено содержание этого термина в работе Кузьмина А.В. [1]. Им в соавторстве Г.С. Юсиным предложен научно-обоснованный подход к созданию национальной системы градостроительных и архитектурно-строительных стандартов и нормативов качества пространственной среды, а также отмечены существенные признаки пространственной среды, влияющие на ее восприятие и оценку как комфортной или дискомфортной.

«Комфорт пространственной среды — это такое ее объективное состояние и субъективное восприятие, которое соответствует системе сложившихся в данное время, в данном месте, в данном обществе потребностей, ценностей, этических норм и культурных традиций, формирующих представление о том какие элементы и свойства пространственной среды необходимы для достойного существования человека. Комфортная пространственная среда должна в себя включать экологический комфорт, функциональную и пространственную достаточность, пространственно-временную доступность жизненно необходимых и социально значимых объектов и связность территории, многообразие, структурную упорядоченность и образность пространственной среды» [1].

Характеристики комфортной и безопасной среды жизнедеятельности города встречаются в работах Тетиора А.Н. [2], Чистяковой С.Б. [3], Ф. Гомеса, Х. Бартона, М. Гранта [4, 5], Прядко И.П. [6] и других исследователей. Как отмечают ученые, современный город должен удовлетворять в полной мере не только биологические, но и социальные, и духовные потребности [6].

В настоящее время, к сожалению, большинство городов нельзя считать комфортными, поэтому градостроительную деятельность целесообразно осуществлять на качественно новой основе, с использованием принципов симбиоза градостроительных систем и биосферных процессов, обеспечивающих благоприятные и безопасные условия проживания населения. Это направление научных исследований активно развивается в Российской академии архитектуры и строительных наук под руководством академика Ильичева В.А. [7-8] усилиями его научной школы: Колчуновым В.И., Шубенковым М.В. [9], Птичниковой Г.А. [10, 11], Алексашиной В.В., Гордоном В.А. [12], Бакаевой Н.В. [13] и другими. На протяжении последних пятнадцати лет исследования посвящены проблемам гармонизации жизнедеятельности человека и его архитектурно-пространственного окружения, построению моделей симбиотического развития общества и природы.

Для раскрытия целей и задач по созданию комфортных условий проживания и обеспечению безопасности среды жизнедеятельности города обратимся к анализу требований, содержащихся в различного рода правовых, нормативных и методических документах, а также разработанных в последнее время стандартах качества проживания.

Результаты исследования. Правовые документы в области комфортности и безопасности среды жизнедеятельности города

Важнейшим Федеральным законом, который регулирует отношения в сфере взаимодействия общества и природы, возникающие при осуществлении хозяйственной и иной деятельности, связанной с воздействием на природную среду как важнейшую составляющую окружающей среды, являющуюся основой жизни на Земле, в пределах территории Российской Федерации, а также на континентальном шельфе и в исключительной экономической зоне Российской Федерации, является Федеральный закон «Об охране окружающей среды» от 10.01.2002 N 7-ФЗ. Данным Законом закреплены полномочия органов государственной власти Российской Федерации в сфере отношений, связанных с охраной окружающей среды, установлены основные принципы охраны окружающей среды, указаны основы нормирования в области охраны окружающей среды, закреплено проведение оценки воздействия на окружающую среду и экологической экспертизы, государственного экологического мониторинга,

государственного экологического надзора, установлены требования в области охраны окружающей среды.

Градостроительный кодекс Российской Федерации от 24.12.2004 № 190-ФЗ в его действующей редакции содержит ряд положений по оценке соответствия среды жизнедеятельности нормативным требованиям на основе концептуальных принципах градостроительной деятельности, направленных на обеспечение комплексного и устойчивого развития территории на основе территориального планирования, градостроительного зонирования и планировки территории. В тоже время Градостроительный кодекс Российской Федерации не гармонизирован с требованиями ФЗ-№ 384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009, тем самым, не решая важную задачу – определения суммарных существующих и планируемых воздействий на среду жизнедеятельности и сопоставления их со средостабилизирующими возможностями окружающей среды. Свидетельством тому является тот факт, что в Градостроительном кодексе Российской Федерации нет не только главы об экологической безопасности градостроительной деятельности, но даже ссылок на другие документы, защищающие окружающую среду. Очевидно, что в совокупности своих положений Градостроительный кодекс Российской Федерации не позволяет отвечать на вызовы современности, среди которых защита природного комплекса от антропогенных и техногенных нагрузок и формирование комфортной среды жизнедеятельности.

В системе государственных приоритетов в области реализации конституционного права человека и гражданина Российской Федерации на благоприятную среду жизнедеятельности, в обеспечении безопасности, устойчивого и динамичного социально-экономического развития России разработана Градостроительная доктрина, которая определяет роль и место градостроительства, а также основные принципы градостроительной деятельности в области комфортной и безопасной среды жизнедеятельности. В этом документе отмечается необходимость перехода на новую модель социально-экономического развития и формирования системы расселения, а также раскрывается, соответствующее этой модели, новое качество пространственной среды.

Новый Жилищный кодекс*, принятый Государственной Думой РФ в 2005 году, как один из основных базовых правовых документов в области жизнедеятельности города, регулирует преимущественно отношения, связанные с возникновением, осуществлением, изменением, прекращением права владения, пользования, распоряжения жилыми помещениями государственного и муниципального жилищных фондов; использованием общим имуществом собственников помещений; осуществлением контроля над использованием и сохранностью жилищного фонда и др. К недостаткам действующего ЖК России можно отнести отсутствие положений, которые позволяют его нормам иметь прямое действие на создание комфортных и безопасных условий проживания.

Некоторые вопросы безопасности водных объектов закрепляются Водным кодексом Российской Федерации от 03.06.2006 N 74-ФЗ, отношения по использованию и охране земель – Земельным кодексом Российской Федерации от 25.10.2001 N 136-ФЗ, вопросы лесопользования – Лесным кодексом Российской Федерации от 04.12.2006 N 200-ФЗ.

Нормативные документы и анализ их содержания

Анализ опыта разработки российской нормативной базы, затрагивающей рассматриваемую научно-техническую проблему комфортной и безопасной среды жизнедеятельности города, показал, что основные требования к ней сформулированы строительными нормами и правилами в рамках сферы деятельности Федерального закона от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Технический регламент о безопасности зданий и сооружений предусматривает, что строительные нормы и правила, как действующие, так и разрабатываемые вновь, должны со-

* Жилищный кодекс Российской Федерации" от 29.12.2004 N 188-ФЗ (ред. от 22.01.2019).

держат минимально необходимые и достаточные требования к эксплуатационным характеристикам зданий и сооружений, обеспечивающих их надежность и долговечность, механическую, пожарную, санитарно-эпидемиологическую и экологическую безопасность при различных природных и техногенных воздействиях, безопасность от несчастных случаев и несанкционированного проникновения, доступность для маломобильных групп населения, энергоэффективность и рациональное использование ресурсов, сохранение архитектурно-исторического наследия в целях повышения уровня безопасности нахождения людей в зданиях и сооружениях, а также в целях повышения эффективности и качества строительства.

Потребность города в объектах, формирующих комфортную и безопасную среду жизнедеятельности с условиями для развития человека в ней, призваны определить нормативы градостроительного проектирования. Основным отечественным нормативным документом в градостроительстве является СП 42.13330.2016 «Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89», который направлен на обеспечение градостроительными средствами безопасности и устойчивости развития муниципальных образований, охрану здоровья населения, рациональное использование природных ресурсов и охрану окружающей среды, сохранение памятников истории и культуры, защиту территорий поселений от неблагоприятных воздействий природного и техногенного характера, а также на создание условий для реализации определенных законодательством Российской Федерации социальных гарантий граждан. Социальные гарантии заключаются в предельных (минимальных или максимальных) показателях обеспеченности и доступности жизненно необходимых и социально значимых объектов для удовлетворения потребностей населения в таких объектах.

Совокупность большинства действующих в Российской Федерации нормативных документов, принятых к анализу в рамках перечня сводов правил в строительстве, отличается несогласованностью между собой и по различным ведомствам (санитарные правила, санитарно-эпидемиологические и гигиенические нормативы, правила пожарной безопасности), что делает среду жизнедеятельности города, не только не отвечающей принципам устойчивого развития, но и противоречащей им.

Различный и неопределенный статус документов одного вида, а также дублирующих друг друга и разобщенность документов, порожденных в разных ведомствах, существенно затрудняют понимание и пользование ими в практической работе по проектированию и строительству, при проведении экспертизы проектной документации и осуществлении строительного контроля и государственного надзора. Так, например, своды правил по строительству, используемые при проектировании жилых кварталов и территорий общего пользования внутри жилых кварталов и микрорайонов, зачастую являются несогласованными с требованиями других нормативных документов.

Все нормативные документы в строительстве – своды правил – можно разбить на группы и выделить основные требования, а также содержащиеся в них нормируемые показатели (таблица 1).

Таблица 1 – Фрагмент перечня нормативных документов, содержащих требования в области комфортности и безопасности среды жизнедеятельности города

Составляющие комфортности и безопасности	Нормативные документы	Требования и нормируемые показатели
1	2	3
- экологическая безопасность, ресурсосбережение и защищенность от техногенного воздействия	СП 51.13330.2011 «Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2003», СП 276.1325800.2016 «Здания и территории. Правила проектирования защиты от шума транспортных потоков»,	Допустимые и предельно допустимые уровни шума на рабочих местах, в помещениях жилых, общественных и производственных зданий, а также на территориях жилой застройки.

Продолжение таблицы 1

1	2	3
	СП 116.13330.2012 «Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003» СП 320.1325800.2017 «Полигоны для твердых коммунальных отходов. Проектирование, эксплуатация и рекультивация»	<i>Нормы проектирования</i> мероприятий инженерной защиты территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. <i>Нормы проектирования</i> , эксплуатации и рекультивации полигонов для твердых коммунальных отходов (ТКО).
- инженерная инфраструктура	СП 341.1325800.2017 «Подземные инженерные коммуникации. Прокладка горизонтальным направленным бурением» СП 249.1325800.2016 «Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способом» СП 30.13330.2016 «Внутренний водопровод и канализация зданий. Актуализированная редакция СНиП 2.04.01-85*» СП 31.13330.2012 «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.02-84 (с Изменениями N 1, 2, 3)» СП 32.13330.2018 «Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85 (с Изменениями N 1, 2)» СП 73.13330.2016 «Внутренние санитарно-технические системы зданий» и др.	<i>Нормы проектирования</i> инженерных коммуникаций различного назначения. <i>Нормы проектирования</i> внутренних систем холодного и горячего водоснабжения, канализации и водостоков зданий и сооружений различного назначения. <i>Нормы проектирования</i> систем наружного водоснабжения населенных пунктов и объектов народного хозяйства.
- транспортная инфраструктура	СП 34.13330.2012 «Автомобильные дороги. Актуализированная редакция СНиП 2.05.02-85*» СП 396.1325800.2018 «Улицы и дороги населенных пунктов. Правила градостроительного проектирования» СП 396.1325800.2018 «Улицы и дороги населенных пунктов. Правила градостроительного проектирования»	<i>Нормы проектирования</i> на вновь строящиеся, реконструируемые и капитально ремонтируемые автомобильные дороги общего пользования и ведомственные автомобильные дороги, новых и реконструкцию существующих улиц и дорог населенных пунктов; <i>нормы проектирования</i> зданий, сооружений, площадок и помещений, предназначенных для стоянки (хранения) автомобилей, микроавтобусов и других мототранспортных средств.
- социальная инфраструктура	СП 118.13330.2012 «Общественные здания и сооружения» (с изменением № 1). Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009» СП 160.1325800.2014 «Здания и комплексы многофункциональные. Правила проектирования» СП 158.13330.2014 «Здания и помещения медицинских организаций. Правила проектирования (с Изменением № 1)» СП 252.1325800.2016 Здания дошкольных образовательных организаций. Правила проектирования СП 251.1325800.2016 Здания общеобразовательных организаций. Правила проектирования (с Изменением N 1)	<i>Нормы проектирования</i> новых, реконструируемых и капитально ремонтируемых общественных зданий и сооружений. Технологические, технические, санитарно-эпидемические и эргономические <i>требования</i> на проектирование новых, реконструируемых, капитально ремонтируемых зданий медицинских, дошкольных образовательных организаций, зданий общеобразовательных учреждений.

Окончание таблицы 1

1	2	3
- территориальная, временная и персональная доступности объектов инфраструктуры различным категориям населения	СП 42.13330.2016 «Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89*» СП 59.13330.2016 «Доступность зданий и сооружений для маломобильных групп населения. Актуализированная редакция СНиП 35-01-2001»	<i>Нормы территориальной и временной доступности</i> (пешеходной, транспортной) населению социально значимых объектов. <i>Требования</i> к функционально-планировочным элементам зданий и сооружений, их участкам или отдельным помещениям, доступным для МГН.
- биоклиматическая комфортность городской среды, микроклимат помещений и городско-го пространства	СП 52.13330.2016 «Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95*» СП 323.1325800.2017 «Территории селитебные. Правила проектирования наружного освещения» СП 131.13330.2018. «Строительная климатология. Актуализированная версия СНиП 23-01-99*»	<i>Нормы проектирования</i> наружного освещения городов, поселков и сельских населенных пунктов, автотранспортных тоннелей; устройств местного освещения, поставляемых комплектно со станками, машинами и производственной мебелью. Климатические параметры, которые применяются при проектировании зданий и сооружений, при планировке и застройке городских и сельских поселений.

Анализ показал, что большинство нормативных документов отличает неполнота содержащихся в них параметров оценки показателей комфортности и безопасности, а зачастую противоречивость различных показателей. Таким образом, на сегодняшний день в области градостроительной деятельности и сводов правил в строительстве по созданию комфортной и безопасной среды жизнедеятельности единая система технических регламентов еще не сформирована, не ясной остается даже ее общая структура и идеология.

Методические документы по оценке качества среды жизнедеятельности города

В целях выявления конкурентных преимуществ городов и ограничений, препятствующих их развитию, актуальных проблем и перспективных направлений развития городов, методические документы по оценке качества среды жизнедеятельности города занимают немаловажную роль. Ключевой проблемой действующих методик оценки качества городской среды является разрозненность методологических подходов и отсутствие адекватных инструментов к оценке ее состояния. Очевидно, что в настоящее время не выработано унифицированных показателей безопасности городской среды и комфортности проживания населения: значительное их количество относится к общеэкономическим и демографическим. Так, в частности, в разработанной ДОМ.РФ совместно с КБ «Стрелка» (партнер НИУ «ВШЭ») методике формирования индекса качества городской среды (Распоряжение Правительства Российской Федерации от 23 марта 2019 г. № 510-р) [14] анализируются шесть типов пространств: жилье, общественно-деловая инфраструктура и прилегающие пространства, социально-досуговая инфраструктура и прилегающие пространства, зеленые территории, набережные, уличная инфраструктура и общегородское пространство. Они оцениваются по пяти критериям: безопасность, комфорт, экологичность, идентичность и разнообразие, а также современность среды.

Анализ практической применимости этого документа показал, что он не содержит системного представления о среде жизнедеятельности с позиции гармонизации природы, общества и человека. В разработанной методике не установлены приоритеты и иерархия понятий комфортных условий проживания. Индикаторы оценки слабо соотнесены с действующими нормативными документами – нормативами градостроительного проектирования и сводами правил в строительстве – и не имеют научного обоснования. Отбор критериев для оценки зачастую не носит сбалансированного характера, основанного на всестороннем учете аспектов функционирования городского хозяйства и анализе условий проживания населения.

Вопросам оценки качества жизни в городах посвящено большое количество и зарубежных методик. Например, согласно индексу процветания городов, разработанному McKinsey Global Institute [15] градостроительная среда характеризуется следующими показателями: плотности населения, интенсивности использования общественного транспорта и степени озелененности общественного пространства. Оценку входящей в состав градостроительной среды социальной инфраструктуры предлагается проводить на основе бюджетных расходов на душу населения [16].

Еще одним комплексным индикатором, включающим оценку качества городской среды, является индекс городского развития (City Development Index – CDI), формируемый на основе показателей производства валового городского продукта, качества систем здравоохранения и образования, состояния инфраструктуры и количества образования твердых бытовых отходов [17].

Рейтингование, как технология сопоставления и упорядочения объектов исследования, в настоящее время широко применяется в международных практиках оценивания качества городской среды. Из наиболее популярных рейтингов индексирования качества городской среды можно выделить следующие: Рейтинг международной консалтинговой компании в сфере человеческих ресурсов Mercer's «Quality of living survey»; Рейтинг ежегодного отчета Global Liveability Report журнала Economist Intelligence Unit, The Economist's «World's Most Liveable Cities»; Рейтинг уровня жизни городов журнала Monocle's «Most Liveable Cities Index» и другие. К отечественным системам оценки качества жизни и качества городской среды относят следующие: «Рейтинг регионов РФ по качеству жизни» рейтингового агентства «РИА Рейтинг» и информационного агентства «Россия сегодня»; Рейтинг «Лучшие города России» издания «Коммерсантъ. Секрет фирмы»; Генеральный рейтинг привлекательности российских городов; Индекс качества городской среды, разработанный АИЖК и КБ «Стрелка» [14] и другие.

Анализ существующих методик по оценке качества среды жизнедеятельности города показал отсутствие человеко-ориентированного подхода, т.к. в большинстве своем они не учитывают индекс развития человеческого потенциала. А полноценное развитие человека и повышение человеческого потенциала населения в условиях социально-экономических преобразований является одной из стратегических задач не только для безопасного и комфортного развития среды жизнедеятельности города, но и функционирования государства в целом.

«Зеленые» стандарты качества жизни

Наиболее перспективная современная концепция развития нормотворчества в области обеспечения комфортности и безопасности среды жизнедеятельности города в Российской Федерации – строительство по экологическим стандартам или «зелёное» строительство. Экологический аспект среды жизнедеятельности города является сегодня важнейшим, и именно экологические критерии должны быть положены в основу концепции инновационного градостроительства и развития строительного комплекса, о чем свидетельствуют принципы, категории, оценочные индикаторы, рекомендуемые показатели и минимальные экологические требования ГОСТ Р 54964-2012 «Оценка соответствия. Экологические требования к объектам недвижимости» при проведении добровольной сертификации объектов недвижимости и их проектной документации.

Концепция «зеленых» стандартов появилась на стыке трех концепций: «зеленый» мир, природоподобные технологии среды жизнедеятельности и биопозитивная инновационная продукция. Суть концепции заключается в способности «зеленой» среды жизнедеятельности отвечать критерию безопасного равновесия в природно-технологическом балансе на заданном интервале времени. Этот критерий достигается конструктивно-технологическим соответствием экологической безопасности и эргономичности «зеленой» продукции, находящейся на определенной стадии своего развития, организационно-технологическим формам «зеленого», т.е. природоподобного строительного производства [18]. Стратегическая цель «зеленой» стан-

дартизации – включить «зеленые» технологии и «зеленую» инновационную продукцию в стандарты качества жизнедеятельности.

Концепция «зеленой» стандартизации технологий среды жизнедеятельности и «зеленой» инновационной продукции представлена техническим комитетом по стандартизации «зеленые» технологии среды жизнедеятельности и «зеленая» инновационная продукция» (ТК-366 на базе НИУ МГСУ) для формирования наиболее вероятного перехода на новый, природоподобный технологический уклад, который в будущем заменит существующий энергозатратный уклад техники и технологий, ведущий к экологическому коллапсу [18].

Сегодня как на международном, так и на отечественном рынке доминируют два известных лидера в зеленой стандартизации: BREEAM (Великобритания) и LEED (США). Немецкий стандарт DGNB относится к локальным рейтинговым системам. В эту же группу входят все национальные стандарты, например, французский HQE, датский EcoProfile, японский CASBEE, канадский GBI, австралийский GreenStar.

Первый в России национальный «зеленый» стандарт – ГОСТ Р 54964-2012 «Оценка соответствия. Экологические требования к объектам недвижимости». Он представляет собой рекомендации, где прописаны такие правильные акценты, как снижение энергопотребления, строительство рядом с «зелеными» объектами искусственных водоемов, велосипедных паркингов и зарядных постов для электромобилей и гибридных авто и др.

ПНСТ 349-2019 «Зеленые» стандарты. «Зеленые» технологии среды жизнедеятельности и «зеленая» инновационная продукция. Термины и определения» разработан Научно-образовательным центром «Экологическая безопасность, зеленые стандарты и технологии» НИУ МГСУ. Кроме того, НИУ МГСУ разработал и выставил на обсуждение проект национального стандарта «Зеленые» технологии среды жизнедеятельности. Классификация», направленного на систематизацию «зеленых» технологий среды жизнедеятельности, обеспечение возможности статической обработки информации, рейтингования и сертификации «зеленых» технологий среды жизнедеятельности.

Также к серии «зеленых» стандартов относят такие проекты национальных стандартов, как ПНСТ 350-2019 «Зеленые» стандарты. «Зеленые» технологии среды жизнедеятельности. Классификация», ПНСТ 351-2019 «Зеленые» стандарты. «Зеленые» технологии среды жизнедеятельности. Критерии отнесения», ПНСТ 352-2019 «Зеленые» стандарты. «Зеленые» технологии среды жизнедеятельности. Оценка соответствия требованиям «зеленых» стандартов. Общие положения». Эти стандарты будут устанавливать классификацию «зеленых» технологий, критерии и методологию отнесения технологий среды жизнедеятельности к «зеленым», а также группы показателей, которые позволят оценить соответствие технологии среды жизнедеятельности «зеленым» стандартам.

Заключение

Действующие в настоящее время законодательная и нормативная базы технического регулирования в области комфортности и безопасности среды жизнедеятельности в явном виде не содержат четкого и однозначного ответа на вопрос, какие требования градостроительного проектирования смогут обеспечить комфортные и безопасные поселения?

Анализ состояния российской нормативной базы показал, что возникает задача создания полноценной, не раздробленной структуры технического регулирования капитального строительства и пространственного обустройства территории, соответствующей его социальной значимости и степени влияния на развитие экономики страны, содержание и организацию работ в этой сфере деятельности. Представляется, что такого рода правовая система должна быть создана в составе основного законодательного акта по строительству – Градостроительного кодекса Российской Федерации, в котором на сегодняшний день практически отсутствуют положения об организации нормативной деятельности и требования в целом к нормативной базе проектирования и строительства. Восполнение этих пробелов позволило бы в буду-

щем создать цельную законодательную основу технического регулирования качества среды жизнедеятельности города.

В ходе анализа установлено, что концепции и основные положения действующих нормативных документов в области комфортной и безопасной городской среды направлены не на развитие человека и не на создание новых городских систем, а на освоение городских территорий, на обеспечение технологией товарного обезличивания качества жилой среды, ориентированной исключительно на запросы девелоперов об экономической выгоде своей деятельности, на нерациональное удовлетворение потребностей в системе ценностей общества потребителей и сырьевого уклада российской экономики.

Очевидно, назрела необходимость проведения дополнительных исследований, опирающихся на более совершенные модели обеспечения безопасности и сбалансированный учет экологических, экономических, социальных и иных факторов по созданию комфортных условий проживания на урбанизированных территориях.

Представляется особенно важным при подготовке новых нормативов [19] утвердить исчерпывающий перечень нормируемых объектов жизнеобеспечения, размещение которых обеспечит реализацию жизнеобеспечивающих функций города и придаст социальный характер нормативным документам. Для осуществления права жителей города на общественную жизнь и социальное общение необходимо включить в состав объектов жизнеобеспечения – общественные пространства как необходимое условие создания комфортной среды жизнедеятельности. Для разработки норматива по формированию общественных пространств необходимо проведение дополнительных социологических и других гуманитарных исследований, пространственного анализа, включающего демографическую оценку жилых территорий, исследование улично-дорожных сетей, уровня автомобилизации и качества общественного транспорта, систем коммунального обслуживания и многих других компонентов городской среды.

Результаты исследований по состоянию и анализ требований, содержащихся в действующих нормативных документах могут быть использованы при разработке будущего свода правил «Комфортная и безопасная среда жизнедеятельности города. Основные положения».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кузьмин А.В., Юсин Г.С. Качество жизни и качество пространственной среды - социальные стандарты и нормативы в градостроительстве, архитектуре, строительстве // Градостроительство. 2011. №4(14). С. 16.
2. Тетиор А.Н. Урбоэкологическая концепция России в условиях кризисного развития мира // Жилищное строительство. 2013. № 1. С. 13-16.
3. Чистякова С.Б. Современные градоэкологические подходы к созданию благоприятных и безопасных условий жизнедеятельности и развития человека на территориях опережающего социально-экономического развития на дальнем востоке // Градостроительство. 2015. № 5 (39). С. 81-82.
4. Gómez F. et. al. Vegetation influences on the human thermal comfort in outdoor spaces: criteria for urban planning // The Sustainable City. 2008. V. P. 151-163.
5. Barton H., Grant M. Urban Planning for Healthy Cities. A Review of the Progress of the European Healthy Cities Programme // Journal of Urban Health: Bulletin of the New York Academy of Medicine. 2011. Vol. 90. Suppl.
6. Прядко И.П., Иванова З.И. Биосферные и социальные процессы в аспекте формирования дизайна городской среды // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 10. С.12-17.
7. Ильичев В.А., Емельянов С.Г., Колчунов В.И., Бакаева Н.В. Инновационные технологии в строительстве городов. Биосферная совместимость и человеческий потенциал // ABC, 2019. 208 с.
8. Ильичев В.А., Каримов А.М., Колчунов В.И., Алексашина В.В., Бакаева Н.В., Кобелева С.А. Предложения к доктрине градоустройства и расселения (стратегического планирования городов) // Жилищное строительство. 2012. №1. С.2–11.
9. Шубенков М.В., Шубенкова М.Ю. К вопросу поиска сбалансированного сосуществования природных и урбанизированных территорий // Биосферная совместимость: человек, регион, технологии. 2019. № 3. С.3-17.
10. Птичникова Г.А., Антюфеев А.В. Новые морфотипы архитектурного пространства современных городов // Социология города. 2014. № 2. С. 5-19.

11. Птичникова Г.А. Устойчивое развитие городов на принципах биосферной совместимости с природным комплексом // Innovative Project. 2016. Т. 1. № 4 (4). С. 112-116.
12. Гордон В.А., Брума Е.В. Методика оценки биосферной совместимости урбанизированных территорий // Журнал экологии и промышленной безопасности. 2014. № 1-2. С. 61-64.
13. Бакаева Н.В., Чайковская Л.В., Кормина А.А. Градоустройство как комплексная деятельность по созданию социально-ориентированной городской среды // Биосферная совместимость: человек, регион, технологии. 2019. № 1(25). С.94-107 DOI: 10.21869/23-11-1518-2019-25-1-94-106.
14. Энгельгардт А.Э., Липовка А.Ю., Федченко И.Г. Международный опыт индексирования качества городской среды // Урбанистика. 2018. № 4. С. 77 - 87. DOI: 10.7256/2310-8673.2018.4.27886
15. Internet matters: The Net's sweeping impact on growth, jobs, and prosperity [Электронный ресурс]. – Режим доступа: URL: [http://www.MGI_internet_matters_full_report%20\(1\).pdf](http://www.MGI_internet_matters_full_report%20(1).pdf)
16. Ильина И. Н. Качество городской среды как фактор устойчивого развития муниципальных образований // Экономика и управление народным хозяйством. 2015. № 5(164). С. 69–82.
17. Индекс развития города (CDI) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: URL: <http://jc.surgu.ru/attachments/article/133/4-cdi.pdf>
18. Теличенко В.И., Слесарев М.Ю. «Зеленая» стандартизация будущего – фактор экологической безопасности среды жизнедеятельности // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 8. С. 90-97.
19. Крюков, А.Р. О плановой разработке сводов правил // Жилищное строительство. 2018. № 11. С. 9–13.

REFERENCES

1. Kuzmin A.V., Yusin G.S. Kachestvo zhizni i kachestvo prostranstvennoy sredy - social'nye standarty i normativy v gradostroitel'stve, arhitekture, stroitel'stve [The quality of life and the quality of the spatial environment - social standards and norms in urban planning, architecture, construction]. *Gradostroitel'stvo*. 2011. No 4(14). Pp. 16.
2. Tetior A.N. Urboekologicheskaya koncepciya Rossii v usloviyah krizisnogo razvitiya mira [Urboecological concept of Russia in the conditions of crisis development of the world]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo*. 2013. No 1. Pp. 13-16.
3. CHistyakova, S.B. Sovremennye gradoekologicheskie podhody k sozdaniyu blagopriyatnyh i bezopasnyh uslovij zhiznedeyatel'nosti i razvitiya cheloveka na territoriyah operezhayushchego social'no-ekonomicheskogo razvitiya na dal'nem vostokey [Modern urban ecological approaches to creating favorable and safe conditions for human life and development in the territories of advancing socio-economic development in the Far East]. *Gradostroitel'stvo*. 2015. No 5 (39). Pp. 81-82.
4. Gómez F. et. al. Vegetation influences on the human thermal comfort in outdoor spaces: criteria for urban planning. *The Sustainable City*. 2008. V. P. 151-163.
5. Barton H., Grant M. Urban Planning for Healthy Cities. A Review of the Progress of the European Healthy Cities Programme. *Journal of Urban Health: Bulletin of the New York Academy of Medicine*. 2011. Vol. 90. Suppl.
6. Pryadko I.P., Ivanova Z.I. Biosfernye i social'nye processy v aspekte formirovaniya dizajna gorodskoy sredy [Biosphere and social processes in the aspect of the formation of the design of the urban environment]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2017. No 10. Pp.12-17.
7. Il'ichev V.A., Emel'yanov S.G., Kolchunov V.I., Bakaeva N.V. Innovacionnye tekhnologii v stroitel'stve gorodov. Biosfernaya sovместimost' i chelovecheskiy potencial [Innovative technologies in the construction of cities. Biosphere compatibility and human potential]. *AVS*. 2019. 208 p.
8. Il'ichev V.A., Karimov A.M., Kolchunov V.I., Aleksashina V.V., Bakaeva N.V., Kobeleva S.A. Predlozheniya k doktrine gradoustroystva i rasseleniya (strategicheskogo planirovaniya gorodov) [Proposals for the doctrine of urban planning and resettlement (strategic planning of cities)]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo*. 2012. No 1. Pp. 2–11.
9. SHubenkov M.V., SHubenkova M.Yu. K voprosu poiska sbalansirovannogo sosushchestvovaniya prirodnym i urbanizirovannym territoriyam [To the question of the search for a balanced coexistence of natural and urban areas]. *Biosfernaya sovместimost': chelovek, region, tekhnologii*. 2019. No 3. Pp. 3-17.
10. Ptichnikova G.A., Antyufeev A.V. Novye morfotipy arhitekturnogo prostranstva sovremennykh gorodov [Tekst]. *Sociologiya goroda*. 2014. No 2. Pp. 5-19.
11. Ptichnikova, G.A. Ustojchivoe razvitie gorodov na principakh biosfernoy sovместimosti s prirodnym kompleksom [New morphotypes of the architectural space of modern cities] / G.A. Ptichnikova // Innovative Project. – 2016. – Т. 1. № 4 (4). С. 112-116.
12. Gordon V.A., Bruma E.V. Metodika ocenki biosfernoy sovместimosti urbanizirovannykh territoriy [Methodology for assessing the biosphere compatibility of urban areas]. *Zhurnal ekologii i promyshlennoy bezopasnosti*. 2014. No 1-2. Pp. 61-64.
13. Bakaeva N.V., CHajkovskaya L.V., Kormina A.A. Gradoustroystvo kak kompleksnaya deyatel'nost' po sozdaniyu social'no-orientirovannoy gorodskoy sredy [Urban planning as a complex activity to create a socially-oriented urban environment]. *Biosfernaya sovместimost': chelovek, region, tekhnologii*. 2019. No 1(25). Pp.94-107. DOI: 10.21869/23-11-1518-2019-25-1-94-106.

14. Engel'gardt A.E., Lipovka A.YU., Fedchenko I.G. Mezhdunarodnyj opyt indek-sirovaniya kachestva gorodskoj sredy [International experience of indexing the quality of the urban environment]. *Urbanistika*. 2018. No 4. Pp. 77 - 87. DOI: 10.7256/2310-8673.2018.4.27886 URL: https://nbpublish.com/library_read_article.php?id=27886
15. Internet matters: The Net's sweeping impact on growth, jobs, and prosperity [Elektronnyj resurs]. – Rezhim dostupa: URL: [http://www.MGI_internet_matters_full_report%20\(1\).pdf](http://www.MGI_internet_matters_full_report%20(1).pdf)
16. Il'ina I.N. Kachestvo gorodskoj sredy kak faktor ustojchivogo razvitiya munici-pal'nyh obrazovanij [The quality of the urban environment as a factor in the sustainable development of municipalities]. *Ekonomika i upravlenie narodnym hozyajstvom*. 2015. No 5(164). Pp. 69–82.
17. Indeks razvitiya goroda (CDI) [City Development Index (CDI)]. – URL: <http://jc.surgu.ru/attachments/article/133/4-cdi.pdf>
18. Telichenko V.I., Slesarev M.Yu. "Zelenaya" standartizaciya budushchego – faktor ekologicheskoj bezopasnosti sredy zhiznedejatel'nosti ["Green" standardization of the future - a factor in environmental safety of the environment]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2018. No 8. Pp. 90-97.
19. Kryukov A.R. O planovoj razrabotke svodov pravil [On the planned development of codes of practice]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo*. 2018. No 11. Pp. 9–13.

Информация об авторах

Бакаева Наталья Владимировна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,
советник РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры градостроительства.
E-mail: natbak@mail.ru

Черняева Ирина Викторовна

ФГБОУ ВО «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева», г. Орёл, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры проектирования городской среды.
E-mail: schunya87@yandex.ru

Information about authors

Bakaeva Natalya V.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
doctor of engineering Sciences, full professor, professor of department of urban planning.
E-mail: natbak@mail.ru

Chernyaeva Irina V.

Orel State University named after I.S. Turgenev. Orel, Russia,
candidate of engineering Sciences, docent, associate professor at the department of urban environment design.
E-mail: schunya87@yandex.ru

РЕЦЕНЗИЯ НА УЧЕБНИК «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Федоров В.С., Швидко Я.И., Левитский В.Е. Строительные конструкции. М.: КНОРУС, 2018. 396 с.

Актуальность данного учебника обусловлена необходимостью обновления и расширения знаний обучающихся по направлению подготовки бакалавриата «Строительство» в связи с глубокими изменениями, произошедшими в последние десятилетия в нормативной базе проектирования строительных конструкций, а также с учётом требуемых компетенций, формируемых дисциплинами «Металлические конструкции, включая сварку» «Железобетонные и каменные конструкции», «Конструкции из дерева и пластмасс».

Представленный учебник написан методически грамотно, отражает последовательность изложения материалов в процессе преподавания курсов и даёт обзор современного состояния всех аспектов проектирования строительных конструкций, основанный на глубоком анализе механизмов сопротивления, особенностей механических свойств материалов и нормативных расчётных моделей, понимании теоретических и практических вопросов профессиональной деятельности проектировщика, что способствует формированию компетентностной модели выпускника в области проектирования металлических, железобетонных, каменных и деревянных конструкций в соответствии с требованиями образовательных стандартов.

В книге с учётом современных достижений в области теории и практических методов расчёта изложены основы конструирования и расчёта металлических, железобетонных, каменных и деревянных конструкций в зависимости от статической схемы работы. Фундаментально и основательно рассмотрены вопросы проектирования конструкций каркасов одноэтажных и многоэтажных промышленных и гражданских зданий.

Особое внимание уделено базовым предпосылкам, заложенным в принятых нормативных расчётных моделях, что принципиально важно для учебника, закладывающего фундамент знаний и формирующего профессиональное мировоззрение будущего конструктора на всю жизнь. Авторы стремились не только изложить положения нормативных методик в доступной форме, но и сделать акцент на понимании принципов и цели проектирования, что особенно важно в связи с постоянной актуализацией нормативной базы.

При написании книги использованы многолетний опыт преподавания данной дисциплины, труды видных учёных в области теории проектирования строительных



конструкций, а также результаты теоретических и экспериментальных исследований, выполненные в последние годы в нашей стране и за рубежом.

В целом данный учебник даёт полное изложение практически всех необходимых для проектирования вопросов на строгой научной и системной основе. Многие его положения могут представлять интерес и для практикующих инженеров, и для аспирантов, желающих актуализировать свои знания по теоретическим и практическим аспектам проектирования конструкций.

Для углубления и укрепления знаний учебник снабжён значительным количеством иллюстраций по излагаемым вопросам. Иллюстрации дополняют текст и чётко систематизированы по степени развития раскрываемых тем и явлений.

Рассмотренный учебник соответствует современным требованиям, предъявляемым к учебной литературе, выполнен на высоком научно-методологическом уровне и рекомендован Экспертным советом УМО в системе ВО и СПО в качестве учебника для студентов, обучающихся по направлению подготовки бакалавриата «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство».

Заведующий кафедрой уникальных зданий и сооружений
ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет»
Академик Российской академии архитектуры и строительных наук,
доктор технических наук, профессор
В.И. Колчунов

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 объем – не менее 100 слов;
- **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.oreluniver.ru/science/journal/sir

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 777-318

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302006, г. Орел, ул. Московская, 77.
+79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор О.В. Юрова
Компьютерная верстка О.В. Юрова

Подписано в печать 31.01.2020 г.
Дата выхода в свет 20.03.2020 г.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 7,25.
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орел, ул. Комсомольская, 95.