

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)*

Финадеева Е.А., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*

Редакция:

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)*

Трещев 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)*

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:

302030, Орловская обл., г. Орёл,

ул. Московская, д. 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 объединённому каталогу «Пресса России»

на сайтах www.pressa-rf.ru и www.akc.ru

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2023

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

- Локтионов А.П.** Обратная задача Коши для стоечно-балочной конструктивной системы 3
- Мамиева И.А., Карневич В.В.** Геометрия и статический расчет тонких оболочек с линейчатыми срединными поверхностями с главным каркасом из трех суперэллипсов 16
- Маринина Д.А.** Несущая способность и деформативность сварных вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях 28
- Надольский В.В.** Параметры численных моделей несущей способности для стальных элементов 43
- Тишков Н.Л., Степаненко А.Н.** Работа стальных двутавровых балок с тонкой наклонно-гофрированной стенкой 57

Безопасность зданий и сооружений

- Соловьев С.А., Иньков А.Э., Соловьева А.А.** Метод анализа надежности элементов строительных конструкций по интервальным оценкам случайных величин 66
- Тур В.В., Тур А.В., Лизогуб А.А.** Экспериментальные и теоретические исследования железобетонных плоских перекрытий при удалении центральной опоры 77

Строительные материалы и технологии

- Бедов А.И., Рязанова В.А., Габитов А.И., Салов А.С., Исламгалиева Д.Р.** Вариантное проектирование фундаментов промышленных и общественных зданий для различных гидрогеологических условий 104
- Бессонов И.В., Булгаков Б.И., Ланкин А.В., Говряков И.С., Горбунова Э.А.** Причины разрушения лицевого кирпича 114
- Игнатъев А.А., Разговоров П.Б., Готовцев В.М.** Структурообразование и потребительские свойства гранулированных асфальтобетонных смесей с включением фосфогипса и вторичного полиэтилентерефталата 123

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)

Finadeeva 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)

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

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

Managing Editor:

Yurova O.V. (Russia)

The edition address:

302030, Oryol region., Oryol,

Moskovskaya Street, 77

+79065704999

<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 on the websites www.pressa-ru.ru and
www.akc.ru

© Orel State University, 2023

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Loktionov A.P. Inverse Cauchy problem for rack-and-beam structure.....	3
Mamieva I.A., Karnevich V.V. Geometry and static analysis of thin shells with ruled middle surfaces of three superellipses as main frame.....	16
Marinina D.A. The bearing capacity and deformability of welded vertical joints of large-panel buildings on embedded parts.....	28
Nadolski V.V. Parameters of numerical resistance models for steel elements.....	43
Tishkov N.L., Stepanenko A.N. Operation of steel i-beams with thin sloped-corruled wall.....	57

Building and structure safety

Solovev S.A., Inkov A.E., Soloveva A.A. Method of structural reliability analysis based on interval estimates of random variables.....	66
Tur A.V., Tur V.V., Lizahub A.A. Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss.....	77

Construction materials and technologies

Bedov A.I., Ryazanova V.A., Gabitov A.I., Salov A.S., Islamgalieva D.R. Various foundation design for industrial and public buildings with different hydrogeological conditions.....	104
Bessonov I.V., Bulgakov B.I., Lankin A.V., Govryakov I.S., Gorbunova E.A. The reasons for the destruction of the face brick.....	114
Ignatyev A.A., Razgovorov P.B., Gotovtsev V.M. Structure formation and consumer properties of granular asphalt-concrete mixtures with phosphogypsum inclusion and secondary polyethylene terephthalate.....	123

А.П. ЛОКТИОНОВ¹

¹ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия

ОБРАТНАЯ ЗАДАЧА КОШИ ДЛЯ СТОЕЧНО-БАЛОЧНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ

Аннотация. Объектом исследования являются стоечно-балочные конструктивные системы зданий с жестким сопряжением балки со стойкой. Цель исследования состоит в оценке влияния на точность решения задачи погрешности входных данных и числа заданных коэффициентов уравнения прогибов. Исследования проведены аналитическо-экспериментальными методами сеточной регуляризации, редукции измерений, решений на измерительном компакте, полиномиальной аппроксимации, линейной лагранжевой интерполяции и численного дифференцирования.

Аналитически и натурным экспериментом смоделировано жесткое сопряжение балки со стойкой. Для количественной оценки эффективности решения задачи определены значения целевого параметра и критерия оптимизации по минимуму функции Лебега. Предложено использовать полученные результаты решения обратной задачи Коши при экспериментально-теоретических исследованиях стоечно-балочных конструктивных систем.

Ключевые слова: балка, обратная задача Коши, модель измерения, прогиб, аппроксимация, критерий оптимизации.

A.P. LOKTIONOV¹

¹Southwest State University, Kursk, Russia

INVERSE CAUCHY PROBLEM FOR RACK-AND-BEAM STRUCTURE

Abstract. The object of this study is the building frames with rigid beam-to-column assemblies. The aim of the study is to assess the impact on the accuracy of the solution of the problem of the error of the input data and the number of given coefficients of the deflection equation. The studies were carried out using analytical and experimental methods of regularization, reduction of measurements, solutions on a measuring compact, polynomial approximation, linear Lagrangian interpolation and numerical differentiation.

Rigid coupling of a beam with a rack is modeled analytically and by a full-scale experiment. For a quantitative assessment of the effectiveness of solving the problem, the values of the target parameter and the optimization criterion are determined through the minimum of the Lebesgue function. It is proposed to use the obtained results of solving the inverse Cauchy problem in experimental and theoretical studies of rack-and-beam structures.

Keywords: beam, inverse Cauchy problem, measurement model, deflection, approximation, optimization criterion.

Введение

Объектом исследования являются стоечно-балочные конструктивные системы зданий при жестком сопряжении балки со стойкой. Коши с заданными коэффициентами членов двух младших степеней уравнения прогибов балки в стоечно-балочной конструкции при жестком сопряжении балки со стойкой. Исследования последних лет стоечно-балочной конструкции при заданных только осадке опоры балки или только наклоне упругой линии в опорном

© Локтионов А.П., 2023

поперечном сечении балки показали снижение влияния на точность решения задачи погрешности измерения прогибов балки с заданными коэффициентами уравнения прогибов. В связи с этим актуально исследование обратной задачи Коши для стоечно-балочной конструкции при одновременно заданных (фиксированных) двух младших коэффициентах уравнения прогибов балки.

Изучению вопросов разработки физических и численных методов экспериментальных исследований стоечно-балочных конструктивных систем посвящено значительное количество отечественных и зарубежных научных исследований, в том числе по жесткости узла сопряжения балки со стойкой и возможности передачи изгибающего момента от балки на стойку, для анализа строительных конструкций на стадии экспериментально-теоретических исследований, при обследовании строительных конструкций [1-11]. В экспериментальных исследованиях обратной задачи Коши для определения коэффициентов многочлена – уравнения прогибов балки, а затем вычисления начальных условий, характеристик передачи изгибающего момента от балки на стойку и внешней нагрузки на балку прогибы балки измеряют датчиками прогиба – прогибомерами: контактными, дистанционными, с навесными чувствительными элементами [12, 13]. Известны исследования по аналитическо-экспериментальным некорректным обратным задачам в физике, механике, технических науках, в которых даны предложения по решению коэффициентных обратных задач [14-17], по оценке объекта исследования параметрами идентификации на моделях измерения и вычислений в информационно-измерительной системе (ИИС) [3, 18, 19], по влиянию объема и точности экспериментальных данных на точность результатов обратной задачи [4, 10, 20]. Для повышения точности результатов обратной задачи применяют методы регуляризации, редукции измерений, решение на измерительном компакте, эффективно использование регуляризации сеточными методами, полиномиальной аппроксимации и линейной лагранжевой интерполяции, численного дифференцирования [19, 21-26]. В работах по разработкам показателей качества обработки данных и алгоритмов оценки влияния погрешности датчиков и интерполяции предлагается использовать функции и константы Лебега инструментами управления процессами регуляризации решения обратной задачи [5, 21, 27-33].

Опираясь на отмеченные результаты исследований, целью рассматриваемой работы является продолжение исследований регуляризации обратной задачи Коши для стоечно-балочной конструкции [10, 30, 32, 33] при увеличении количества заданных начальных параметров. Задачи, намеченные к решению: определение коэффициентов уравнения в обратной задаче Коши методом решения системы линейных алгебраических уравнений (СЛАУ), методом неопределенных коэффициентов и численным дифференцированием интерполяционной формулы Лагранжа; разработка модели оценки эффективности решения обратной задачи Коши.

Модели и методы

Используем в аналитическо-экспериментальной задаче исследования стоечно-балочной конструктивной системы сеточную модель измерения прогибов при поперечном изгибе балки и модели вычислений методами решения СЛАУ, неопределенных коэффициентов и численным дифференцированием интерполяционной формулы Лагранжа.

Модель измерения прогибов балки. Решаем коэффициентную обратную задачу Коши для алгебраического многочлена прогибов

$$v_n(d, x) = \sum_{r=0}^n \frac{d_{n,r}}{r!} x^r, \quad d_{n,n} \neq 0 \quad (1)$$

степени n с функционально независимыми вещественными коэффициентами $d_{n,r}$, из которых младшие коэффициенты $d_{n,0}$ и $d_{n,1}$ фиксированы (заданы). Обратную задачу Коши решаем для поперечного изгиба по теории Эйлера-Бернулли балки постоянного поперечного сечения

($EI = \text{const}$) длиной l в стоечно-балочной конструкции при жестком сопряжении балки со стойкой, когда возможна передача изгибающего момента от балки на стойку (см. рисунок 1).

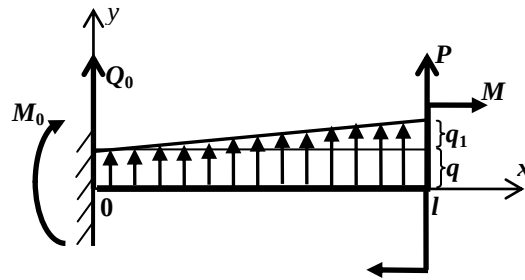


Рисунок 1 – Балка под комбинированной нагрузкой в стоечно-балочной конструкции

По экспериментальным значениям прогибов балки на отрезке $[0, l]$ вычисляем целевые характеристики задачи – значения коэффициентов многочлена (1)

$$d_{n,r} = v_n^{(r)}(d, 0), \quad r \in (2, K, n), \quad (2)$$

а при необходимости также значения начальных параметров и внешней нагрузки: единичной нагрузки изгибающим моментом M на свободном конце балки, сосредоточенной нагрузки P на свободном конце балки, постоянной распределенной нагрузки интенсивностью q и линейно изменяющейся возрастающей распределенной нагрузки интенсивностью от нуля при $x = 0$ до q_1 при $x = l$. Коэффициенты $d_{n,r}$ связаны с внешней нагрузкой M, P, q, q_1 , и начальными параметрами упругой линии балки $v_n(0), v_n'(0), M_0, Q_0$, в частности, при порядке дифференциального уравнения (2) $n = 5$:

$$d_{5,0} = v_5(0) \text{ – осадка опоры;}$$

$$d_{5,1} = v_5'(0) \text{ – наклон упругой линии в опорном поперечном сечении балки;}$$

$$d_{5,2} = v_5''(0) = M_0/(EI) = (-M + lP + l^2q/2 + l^2q_1/3)/(EI);$$

$$d_{5,3} = v_5'''(0) = Q_0/(EI) = -(lq + lq_1/2 + P)/(EI);$$

$$d_{5,4} = v_5^{(IV)}(0) = q/(EI);$$

$$d_{5,5} = v_5^{(V)}(0) = q_1/(lEI);$$

M_0, Q_0 – опорные реакции.

Параметрами идентификации, характеризующими балку, используем прогибы, коэффициенты уравнения прогибов и начальные параметры, в том числе перемещения в узле сопряжения балки со стойкой.

В аналитическо-экспериментальной обратной задаче Коши с применением сеточного метода регуляризации решения определяем измерительный участок компактом $[0, l]$ на прямой Ox (см. рисунок 1) и задаем для значений входных данных: прогибов $v_n(x_i)$ по (1) и измеренных средством измерений (СИ) значений $v_n^*(x_i)$, начальных параметров балки $d_{n,0}, d_{n,1}$ в модели измерения и вычислений, – точечное множество $X = \{x_1, x_2, \dots, x_N\}$ узлов измерительной сетки, удовлетворяющее условию

$$0 < x_1 < x_2 < \dots < x_N \leq l, \quad (3)$$

где N – количество дискретных значений входных данных $v_n^*(x_i)$, значений функции $v_n(x_i)$ ($i = 1 : N, N = n - 1$); i – номер узла. Входные данные получены датчиками прогиба балки при измерениях или в результате расчетов на ЭВМ.

Вводим в соответствие внешней нагрузке на балку пространства состояний параметров идентификации в моделях измерения и вычислений m_s , где s – номер модели.

В моделях измерения и вычислений решаем обратную задачу Коши для уравнения (1) в общем случае при ненулевых начальных условиях. Реализация моделей измерения и вычислений в ИИС аппаратно распределена по СИ и информационной вычислительной системе в ИИС.

$$g_n(x) = v_n(x) - d_{n,0} - d_{n,1}x, \quad (4)$$

$$g_n^*(x_i) = \sum_{r=2}^n \frac{w_{n,r}}{r!} x_i^r \quad (i = 1 : N), \quad (6)$$

$$A = \begin{pmatrix} x_1^2/2 & x_1^3/6 & K & x_1^n/n! \\ x_2^2/2 & x_2^3/6 & K & x_2^n/n! \\ \\ x_{n+1}^2/2 & x_{n+1}^3/6 & K & x_{n+1}^n/n! \end{pmatrix},$$

Здесь на измерительном компакте $[0, l]$ задана таблица значений многочлена (1) в N узлах сетки (3). Если значения искомым целевых характеристик в (1) приходится многократно вычислять, то выгодно заменить функцию $v_n(x)$ аппроксимируемой функцией (4), функции $v_n^*(x_i)$, входных данных на точечном множестве X функциями (5), ввести для получения разрешенной системы уравнений условия Лагранжа (6), которые в матричной форме имеют вид (7). Условия (6) и (7) образуют СЛАУ в покомпонетной форме относительно неизвестных коэффициентов $w_{n,r}$. В (7) w – столбец неизвестных из коэффициентов $w_{n,r}$, столбец v^* свободных членов из табличных (измеренных) i -тых значений $v^*(x_i)$, а матрица системы A имеет вид (8). Значения коэффициентов $d_{n,r}$ определяются приближенными значениями $w_{n,r}$ по (9). Значения коэффициентов $d_{n,r}$, а при необходимости дополнительно вычисляемые опорные реакции M_0 , Q_0 и внешняя нагрузка, – выходные величины в модели измерения и вычислений. Недостаток рассмотренного метода – алгоритм не предусматривает анализ оптимизации метода для снижения влияния погрешности входных величин на выходные величины.

$$v_n^*(w, x) = d_{n,0} + d_{n,1}x + \sum_{r=2}^n \frac{w_{n,r}}{r!} x^r, \quad w_{n,n} \neq 0, \quad (10)$$

$$w_{n,r} = \sum_{i=1}^N l_{n,r,i}(0) g_n^*(x_i), \quad r \in (2, K, n) \quad (11)$$

$$\sum_{i=1}^N l_{n,r,i}(0) x_i^j = \begin{cases} 0 & \text{при } j \neq r \\ r! & \text{при } j = r \end{cases}, \quad j = 2:n, \quad r \in (2, K, n). \quad (12)$$

Здесь используем линейную лагранжеву аппроксимацию функции (10) интерполяционным полиномом Лагранжа (11), решением системы уравнений (12) методом неопределенных коэффициентов получаем формулы лагранжевых коэффициентов $l_{n,r,i}(0)$, вычисляем коэффициенты $w_{n,r}$ по (11) и коэффициенты $d_{n,r}$ по (9).

Модель вычислений методом дифференцирования интерполяционной формулы Лагранжа. Рассматриваем дифференцирование функции (1) с линейной лагранжевой одномерной аппроксимацией. Математическая модель, включает сетку узлов полиномиальной аппроксимации (3), аппроксимируемую функцию (4) и функции:

$$\varphi_{n-2}(x) = \frac{g_n(x)}{x^2}, \quad (13)$$

$$L_{n-2}(x) = \sum_{i=1}^N l_{n-2,i}(x) \frac{g_n^*(x_i)}{x_i^2}, \quad (14)$$

$$l_{n-2,i}(x) = \prod_{\substack{k=2 \\ k \neq i}}^n \frac{x - x_k}{x_i - x_k}, \quad (15)$$

$$v_n(x) \approx d_{n,0} + d_{n,1}x + x^2 L_{n-2}(x), \quad (16)$$

$$v_n^{(r)}(x) \approx \sum_{i=1}^N \left[r(r-1) l_{n-2,i}^{(r-2)}(x) + 2x l_{n-2,i}^{(r-1)}(x) + x^2 l_{n-2,i}^{(r)}(x) \right] \frac{g_n^*(x_i)}{x_i^2}, \quad r \in (2, K, n), \quad (17)$$

$$l_{n,r,i}(0) \approx \frac{r(r-1)}{x_i^2} l_{n-2,i}^{(r-2)}(x) \Big|_{x=0}, \quad r \in (2, K, n). \quad (18)$$

Здесь введена в рассмотрение на отрезке $[0, l]$ дополнительная аппроксимируемая функция (13), для аппроксимации которой применено лагранжево приближение (14), где $l_{n-2,i}(x)$ – лагранжевы коэффициенты, вычисляемые по формуле (15) и подставляемые в интерполяционную формулу Лагранжа (16) и формулу численного дифференцирования (17) при нахождении производных функции $v(x)$. Из (17) получаем формулы (18) лагранжевых коэффициентов в интерполяционном полиноме Лагранжа (18), далее вычисляем коэффициенты $w_{n,r}$ по (11) и коэффициенты $d_{n,r}$ по (9) аппроксимируемой функции (10).

Модель оценки эффективности решения коэффициентной обратной задачи Коши для стоечно-балочной конструкции. Ставим задачу оценить погрешность результатов определения параметров идентификации балки, оценить эффективность решения коэффициентной обратной задачи Коши в условиях влияния погрешности входных данных и разработать метод снижения влияния этой погрешности датчиков оптимизацией сетки аппроксимации (3). На качество приближения кроме погрешности входных данных сильное влияние оказывает степень многочлена, количество и расположение узлов сетки аппроксимации (3). Математическая модель, включает сетку узлов аппроксимации (3) и функции:

$$R[v_n(d, x_i)] = v_n^*(d, x_i) - v_n(d, x_i), \quad (19)$$

$$\Delta_{\max}[v_n(d, x_i)] = \varepsilon_p v_p \geq \Delta[v_n(d, x_i)] = |R[v_n(d, x_i)]|, \quad (20)$$

$$\Delta_{\max} [d_{n,r}] \leq \Lambda_{n,r} \Delta_{\max} [v_n(d, x_i)], \quad (21)$$

$$\Delta_{\max} [d_{n,r}] \leq \lambda_{n,r}(X) \cdot \sup \Delta_{\max} [v_n(d, x_i)], \quad (22)$$

$$\lambda_{n,r}(X) = \sum_{i=1}^N |l_{n,r,i}(0)|, \quad (23)$$

$$\alpha_{n,r} = \min \lambda_{n,r}(X), \quad (24)$$

$$\alpha_{ns,n,r} = \min l^r \lambda_{n,r}(X), \quad (25)$$

$$\pi_{n,r} = 1/\alpha_{ns,n,r}. \quad (26)$$

Каждое из входных данных $v_n^*(d, x_i)$ содержит погрешность измеренных в физическом эксперименте (или заданных таблично) значений $v_n(x_i)$ в виде (19). Погрешностью округления в вычислениях в сравнении с погрешностью входных данных пренебрегаем. При линейном преобразовании измеряемых входных данных $v(x_i)$ для значений входных величин $v^*(d, x_i)$ используем равномерную непрерывную норму погрешности с верхней границей абсолютной погрешности (20),

где ε_p – приведенная абсолютная погрешность датчиков (прогибомеров),

v_p – предел измерений датчиков, $\Delta[v(d, x_i)]$ – абсолютная погрешность датчиков в СИ [33].

Вычисленные значения коэффициентов $d_{n,r}$ содержат погрешность. Чувствительность верхней границы абсолютной погрешности коэффициента $d_{n,r}$ – числа $\Delta_{\max} [d_{n,r}]$ к ошибкам

начальных данных определяется соотношением (21), где $\Lambda_{n,r} = \max \sum_{i=1}^N |l_{n,r,i}(0)|$ – константа Лебега [32].

С учетом соотношений (20) справедлива оценка решения задачи по неравенству (22) абсолютным числом обусловленности $\lambda_{n,r}(X)$, связывающим верхние границы абсолютной погрешности датчиков $\Delta_{\max} [v(x_i)]$ и решения вычислительной задачи $\Delta_{\max} [d_{n,r}]$. Абсолютное число обусловленности совпадает с функцией Лебега (23), которую используем в качестве целевой функции в задаче восстановления коэффициентов многочлена (1), позволяющей оценить влияние погрешности СИ и распределения узлов сетки аппроксимации на точность вычисления коэффициентов $d_{n,r}$. Функция (23) является аналогом функции Лебега в [30, с. 59] с тем отличием, что число узлов аппроксимации в (23) меньше на единицу.

В оптимизационных исследованиях вводим целевой параметр (24), параметром регуляризации исследуемой обратной задачи получаемое редуцией измерений распределение узлов сетки аппроксимации (3), а критерием оптимизации решения задачи функцию (25). Функции (24) и (25) могут быть реализованы прямым аналитическим методом разыскания безусловного экстремума (минимума) функции (12-5) нескольких аргументов – координат узлов аппроксимации на точечном множестве X с учетом формул лагранжевых коэффициентов $l_{n,r,i}(0)$ или численными методами. Показателем качества решения задачи применим показатель (26) [32].

Результаты исследования и их анализ

Лагранжевы коэффициенты $l_{3,2,i}(0)$ целевой характеристики $d_{2,2}$ в модели измерения и вычислений m_2 получаем методом неопределенных коэффициентов с использованием уравнения (2) порядка $n = 3$ и решением системы уравнений (12) или уравнения (18) в методе дифференцирования интерполяционной формулы при $n = 3, r = 2$; для задачи (11) по формуле (12) получаем абсолютное число обусловленности $\alpha_{3,2}(0)$. Эти же методы используем в моделях измерения и вычислений m_2 и m_3 для получения лагранжевых коэффициентов $l_{3,2,i}(0)$, $l_{4,2,i}(0)$ и абсолютных чисел обусловленности $\alpha_{2,2}(0)$, $\alpha_{3,2}(0)$ при $n = 3$,

$n = 4$ (см. таблицу 1). В модели измерения и вычислений m_2 получен единственный лагранжевый коэффициент $l_{2,2,1}(0)$ целевой характеристики $d_{2,2}$.

Алгоритм получения лагранжевых коэффициентов методом неопределенных коэффициентов в сравнении с методом дифференцирования интерполяционной формулы имеет недостатки. При выводе формул лагранжевых коэффициентов нескольких целевых характеристик для каждой характеристики решается индивидуальная система уравнений (12). Громоздкость вывода формул быстро растет с увеличением степени многочлена $v_n(x)$, особенно для малых значений r , что заметно уже при $n = 4$ и $r = 3$.

Таблица 1 – Лагранжевы коэффициенты $l_{n,2,i}(0)$ и абсолютные числа обусловленности $\lambda_{n,2}$

n	i	Лагранжевы коэффициенты	Абсолютные числа обусловленности задачи
2	1	$\frac{2}{x_1^2}$	$\frac{2}{x_1^2}$
3	1	$-\frac{2x_2}{x_1^2(x_1 - x_2)}$	$2 \frac{x_1^3 + x_2^3}{x_1^2 x_2^2 (x_2 - x_1)}$
	2	$-\frac{2x_1}{x_2^2(x_2 - x_1)}$	
4	1	$\frac{2x_2 x_3}{x_1^2(x_1 - x_2)(x_1 - x_3)}$	$2 \frac{x_1^3 x_3^3 (x_3 - x_1) + x_1^3 x_2^3 (x_2 - x_1) + x_2^3 x_3^3 (x_3 - x_2)}{x_1^2 x_2^2 x_3^2 (x_2 - x_1)(x_3 - x_1)(x_3 - x_2)}$
	2	$\frac{2x_1 x_3}{x_2^2(x_2 - x_1)(x_2 - x_3)}$	
	3	$\frac{2x_1 x_2}{x_3^2(x_3 - x_1)(x_3 - x_2)}$	
5	1	$-2 \frac{x_2 x_3 x_4}{x_1^2(x_1 - x_2)(x_1 - x_3)(x_1 - x_4)}$	$\sum_{i=1}^4 l_{4,2,i}(0) $
	2	$-2 \frac{x_1 x_3 x_4}{x_2^2(x_2 - x_1)(x_2 - x_3)(x_2 - x_4)}$	
	3	$-2 \frac{x_1 x_2 x_4}{x_3^2(x_3 - x_1)(x_3 - x_2)(x_3 - x_4)}$	
	4	$-2 \frac{x_1 x_2 x_3}{x_4^2(x_4 - x_1)(x_4 - x_2)(x_4 - x_3)}$	

В процессе получения показателя (26) минимизированием функции (23) определяем оптимальные координаты узлов сетки аппроксимации, в частности, безразмерные координаты $x_{n,i,m,l} = l x_{n,i,m}$ (см. таблицу 2).

Таблица 2 – Оптимальные координаты узлов сетки аппроксимации $x_{n,i,m,l}$ при $x_{n,n,m,l} = 1,000$

Модели	m_2	m_3		m_4		
i	1	1	2	1	2	3
Формулы координат в радикалах	$\sqrt[3]{1-\sqrt{2}} + \sqrt[3]{1+\sqrt{2}}$	-	-	-	-	-
Численные значения координат	0,5961	0,3546	0,8143	0,2322	0,5994	0,8896

Оптимальные координаты узлов сетки аппроксимации в моделях m_3 и m_4 получены только численным способом из-за сложности аналитического решения в силу теоремы Абеля.

При заданных (фиксированных) осадке опоры балки и наклоне упругой линии в опорном поперечном сечении балки в рассмотренных моделях измерения и вычислений получено уменьшение погрешности определения выходных величин и значения критерия оптимизации решения задачи с $N = n - 1$ в сравнении с исследованным в работе [24] условием $N = n + 1$ примерно на порядок, значение этого критерия также меньше значений критериев при заданном одном коэффициенте уравнения прогибов балки [32, 33] с $N = n$ (см. рисунок 2). Численные значения критерия оптимизации решения задачи получены для уравнения прогибов второй, третьей, четвертой и пятой степени. На рисунке 2 показаны выборки 1, 2, 3 и 4 генеральных совокупностей множеств элементов $\alpha_{ns,n,2}$. Общие признаки выборки 1 для моделей m_1, m_2, m_3 : определению подлежат все коэффициенты уравнения прогибов балки, $N = n + 1$, точечное множество узлов сетки аппроксимации X на отрезке $[0,05l, 0,95l]$ [24]. Общие признаки выборок 2 и 3 для моделей m_1, m_2, m_3 : определению подлежат коэффициенты уравнения прогибов балки кроме известного фиксированного коэффициента $d_{n,0}$ и $d_{n,1}$ соответственно, $N = n$, множество узлов сетки аппроксимации X на отрезке $[0, l]$. Общие признаки выборок 4 и 5 для моделей m_1, m_2, m_3, m_4 : определению подлежат коэффициенты уравнения прогибов балки кроме известных фиксированных коэффициентов $d_{n,0}$ и $d_{n,1}$, $N = n - 1$, множество узлов сетки аппроксимации X на отрезке $(0, l]$. Разнообразие элементов $\alpha_{ns,n,2}$ и $\alpha_{ns,n,2,c}$ в выборках характеризуем экстремальными крайними значениями 2,00 и 1564, размахом 782. Для этих обратных задач значения показателя качества находятся в диапазоне от 6×10^{-4} до 0,5, показатель качества снижается с ростом степени уравнения (1). Значение показателя качества выборки 1 при $N = n + 1$ находится в диапазоне от 2×10^{-3} до 5×10^{-2} , значение показателя качества выборки 4 при $N = n - 1$ для моделей m_1, m_2, m_3 находится в диапазоне от 6×10^{-3} до 0,5. Результаты выборки 5 на равномерной сетке выявили преимущество оптимальной неравномерной сетки в выборке 4 в 10-80 раз.

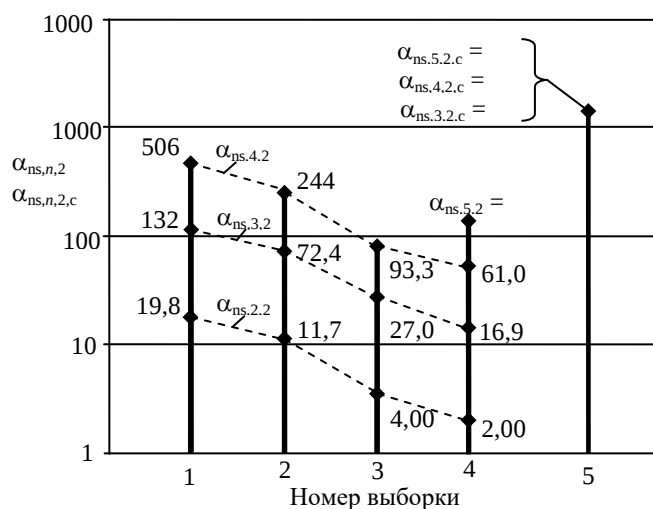


Рисунок 2 – Сопоставление критериев оптимизации решения задачи

Сравнение значений критерия оптимизации решения задачи показывает, что рост числа заданных коэффициентов уравнения прогибов снижает влияние погрешности измерения прогибов балки на точность решения задачи.

Экспериментально проверена разработанная математическая модель измерения и вычислений m_3 при определении коэффициента $d_{4,2}$ уравнения прогибов балки с фиксированными двумя младшими коэффициентами в обратной задаче Коши для стоечно-балочной конструктивной системы. Выполнен натурный эксперимент по методике [9] на физической модели с балкой, нагруженной равномерной нагрузкой $q = 30,90$ Н/м от

собственного веса и сосредоточенной нагрузкой $P = -50,00$ Н на свободном конце. Физическая модель балки – стальная консольная балка; длина $l = 1,000$ м; модуль упругости $E = 201,0$ ГПа; поперечное сечение в виде прямоугольника (высота $0,0400$ м, ширина $0,0100$ м). Фиксированная осадка опоры балки $d_{4,0} = -2 \cdot 10^{-6}$ м. Фиксированный наклон упругой линии в опорном поперечном сечении балки $d_{4,1} = 170 \cdot 10^{-6}$ рад. В СИ использованы четыре прогибомера. Класс точности прогибомеров 0. Предел измерений прогибомеров 2 мм. Цена деления прогибомеров $0,002$ мм.

Натурные эксперименты на модели измерения и вычислений m_3 на примере определения коэффициента $d_{4,2}$ уравнения прогибов балки с фиксированными двумя младшими коэффициентами при жесткой заделке балки позволили сравнить расчетные и экспериментальные значения прогибов (см. таблицу 3).

Таблица 3 – Параметры прогибов в модели m_3

Номер узла сетки i	1	2	3
Координаты узлов сетки аппроксимации, м	0,355	0,814	1,000
Расчетные значения $v_4(x_i)$, м	$-300,7 \times 10^{-6}$	$-1,4162 \times 10^{-3}$	$-1,9803 \times 10^{-3}$
Экспериментальные значения $v_4^*(x_i)$, м	-299×10^{-6}	$-1,413 \times 10^{-3}$	$-1,978 \times 10^{-3}$
Погрешность $R(v_i)$, м	2×10^{-6}	3×10^{-6}	2×10^{-6}
Дополнительная относительная погрешность $\delta(d_{4,2})$ при неточности в 1 мм фиксирования x_i , %	1,7	0,48	0,24

Результаты аналитическо-экспериментальной обратной задаче Коши по восстановлению значения $d_{4,2}$ с натурным экспериментом: заданное значение $d_{4,2} = -6572 \times 10^{-6} \text{ м}^{-1}$, значение выходного параметра в модели измерения и вычислений $w_{4,2} = -651 \times 10^{-5} \text{ м}^{-1}$, абсолютная погрешность вычисления $d_{4,2} - R[d_{4,2}] = 6 \cdot 10^{-5} \text{ м}^{-1}$, относительная погрешность вычисления $d_{4,2} - \delta(d_{4,2}) = 0,9\%$.

Результат оценки натурального эксперимента подтверждает обоснованность предложенной модели измерения и вычислений и натурального эксперимента с балкой.

$$\frac{R[d_{4,2}]}{l^2 \min R[v_i]} = \frac{6 \times 10^{-5}}{2 \times 10^{-6}} = 3 \times 10^1 < \alpha_{ns,4,2} = 93,3$$

В таблицу 3 последней строкой представлены результаты вычислительного эксперимента по оценке влияния неточности фиксирования оптимальных координат узлов сетки аппроксимации на точность аналитическо-экспериментальной обратной задачи Коши. Эта дополнительная погрешность требует учета при разработке плана экспериментально-теоретических исследований строительных конструкций, так как может по величине быть сопоставимой с основной погрешностью от влияния погрешности датчиков прогиба.

Выводы

На основе теории обратных задач решена аналитическо-экспериментальная коэффициентная обратная задача Коши с заданными коэффициентами членов двух младших степеней уравнения прогибов балки для стоечно-балочной конструкции при жестком сопряжении балки со стойкой. Рассмотрены модели вычислений методами решения СЛАУ, неопределенных коэффициентов и численным дифференцированием набора значений измеренных прогибов. Сравнение значений критерия оптимизации решения задачи показало снижение влияния на точность задачи погрешности измерения прогибов балки с ростом числа заданных коэффициентов уравнения прогибов.

Представленные результаты решения аналитическо-экспериментальной коэффициентной обратной задачи Коши к определению коэффициентов уравнения прогибов балки для стоечно-балочной конструкции можно рекомендовать к использованию для анализа конструкций при экспериментально-теоретических исследованиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Tushina O.A., Danilov A.I. The stiffness of rigid joints of beam with hollow section column // Magazine of Civil Engineering. 2016. Vol. 64(4). Pp. 40–51. <https://doi.org/10.5862/MCE.64.4>.
2. Tushina V.M. Semi-rigid steel beam-to-column connections // Magazine of Civil Engineering. 2017. Vol. 73(5). Pp. 25–39. <https://doi.org/10.18720/MCE.73.3>.
3. Кашеварова Г.Г., Тонков Ю.Л., Тонков И.Л. Интеллектуальная автоматизация инженерного обследования строительных объектов // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. Vol. 13(3). Pp. 42–57. <https://doi.org/10.22337/1524-5845-2017-13-3-42-57>.
4. Локтионов А.П. Информационно-измерительная система с лагранжевой аппроксимацией для экспериментально-расчетного определения усилий в элементах конструктивных систем при обследовании зданий текстильной и химической промышленности // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2017. Т. 370. № 4. С. 252–258. URL:http://tp.ivgpn.com/wp-content/uploads/2017/12/370_55.pdf (дата обращения: 26.12.2022).
5. Yang C. Sensor placement for structural health monitoring using hybrid optimization algorithm based on sensor distribution index and FE grids // Structural Control and Health Monitoring. 2018. Vol. 5(6). <https://doi.org/10.1002/stc.2160>.
6. Люблинский В.А., Томина М.В. Экспериментальное исследование прочности и податливости вертикального сварного стыка // Системы. Методы. Технологии. 2018. № 3 (39). С. 154–158. doi:10.18324/2077-5415-2018-3-154-158.
7. Lehmhus D., Busse M. Structural health monitoring (SHM). In: Bosse S., Lehmhus D., Lang W. (eds). Material Integrated Intelligent Systems Technology and Applications: Technology and Applications. John Wiley & Sons Inc.; 2018. Pp. 529–570. 696 p. <https://doi.org/10.1002/9783527679249>.
8. Малахова А.Н., Маринина Д.А. Податливость вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях // Строительство и реконструкция. 2019. № 6 (86). С.10–18. doi:10.33979/2073-7416-2019-86-6-10-18.
9. Локтионов А.П. Информационная система анализа балочных элементов под комбинированной нагрузкой // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 2. С. 45–52. doi:10.37538/0039-2383.2021.2.45.52.
10. Локтионов А.П. Информационно-измерительная система мониторинга балок в строительных конструкциях // Известия Юго-Западного государственного университета. 2021. Т. 25. № 4. С. 23–51. doi:10.21869/2223-1560-2021-25-4-29-51.
11. Авдеев К.В., Мамин А.Н., Бобров В.В., Бамматов А.А., Мартыанов К.В., Пряхин С.Н. Петлевые стыки стержневой арматуры. История развития, проблемы и актуальность // Строительство и реконструкция. 2022. № 6 (104). С. 4–11.
12. Локтионов А. П. Об измерении изгибающих нагрузок навесными электротензометрическими преобразователями // Изв. вузов. Авиационная техника. 1982. № 2. С. 73–75.
13. Локтионов А.П. Обзор и анализ способов и устройств измерения поперечной изгибной нагрузки на элементы шасси / Курск. политехн. ин-т. Курск, 1991. 45 с. – Деп. В ЦНТИ ГА 15.09.91, № 835-га91.
14. Ватульян А.О., Плотноков Д.К. Обратные коэффициентные задачи в механике // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. 2019. № 3. С. 37–47. doi: 10.15593/perm.mech/2019.3.0.
15. Shi Z., O'Brien W. Development and implementation of automated fault detection and diagnostics for building systems: A review // Automation in Construction. 2019. No. 104. Pp. 215–229. doi:10.1016/j.autcon.2019.04.002.
16. Favorskaya A.V., Petrov I.B. Grid-characteristic calculation of multistorey buildings destruction // Mathematical Models and Computer Simulations. 2020. No. 32(3). Pp. 102–114. doi:<https://doi.org/10.20948/mm-2020-03-06>.
17. Перельмутер А.В. Обратные задачи строительной механики // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2020. № 22(4). С. 83–101. doi:10.31675/1607-1859-2020-22-4-83-101.
18. Siraya T.N. Methods of data processing in measurements and metrological models // Measurement Techniques. 2018. No. 61. Pp. 9–16. <https://doi.org/10.1007/s11018-018-1380-y>.
19. Smirnova A., Bakushinsky A. On iteratively regularized predictor-corrector algorithm for parameter identification // Inverse Problems. 2020. Vol. 36. No. 12. id.125015. P. 30. doi:10.1088/1361-6420/abc530.
20. Кудрявцев К.Я. Алгоритм построения полинома наилучшего равномерного приближения по экспериментальным данным // Вестник национального исследовательского ядерного университета МИФИ. 2019. Т. 8(5). С. 480–486. <https://doi.org/10.1134/S2304487X1905002X>.
21. Bakushinsky A. B., Kokurin, M. M., Kokurin, M. Yu. Regularization Algorithms for Ill-Posed Problems. Inverse and Ill-Posed Problems Series, 61. Boston. USA: De Gruyter; 2018. <https://doi.org/10.1515/9783110557350>.

22. Балакин Д.А., Пытьев Ю.П. Редукция измерения при наличии субъективной информации // Математическое моделирование и численные методы. 2018. Т. 30. № 12. С. 84–110. doi:10.31857/S023408790001938-5.
23. Verbrugge M.W., Wampler C.W., Baker D.R. Smoothing methods for numerical differentiation to identify electrochemical reactions from open-circuit-potential data // Journal of The Electrochemical Society. 2018. Vol. 165 No. 16. Pp. A4000-A4011. <https://doi.org/10.1149/2.0951816.jes>.
24. Loktionov A.P. Numerical differentiation in the measurement model // Measurement Techniques. 2019. No. 62. Pp. 673-680. <https://doi.org/10.1007/s11018-019-01677-z>.
25. Kalenchuk-Porkhanova A. Best Chebyshev approximation for compression of big information arrays // Proceedings of the 10th International Scientific and Practical Conference named after A. I. Kitov "Information Technologies and Mathematical Methods in Economics and Management (IT&MM-2020)". October 15-16, 2020. Moscow, Russia. P1-13. URL:<http://sunsite.informatik.rwth-aachen.de/ftp/pub/publications/CEUR-WS/Vol-2830.zip.paper25.pdf>. (дата обращения 20.12.2022).
26. Boykov I.V., Krivulin N.P. An approximate method for recovering input signals of measurement transducers // Measurement Techniques. 2022. V. 64. No. 4. Pp. 943-948. <https://doi.org/10.1007/s11018-022-020263>.
27. Loktionov A.P. Regularization of the lattice time function of the signal in the communication channel // Telecommunications and Radio Engineering. 2013. Vol. 72. No. 2. Pp. 161-171. doi:10.1615/TelecomRadEng.v72.i2.70.
28. Мешихин И.А., Гаврюшин С.С. Критерии качества и алгоритм выбора редуцированных моделей для мониторинга технических конструкций // Математическое моделирование и численные методы. 2016. Т. 12. № 4. С. 103-121. <https://doi.org/10.18698/2309-3684-2016-4-103121>.
29. Ibrahimoglu B.A. Lebesgue functions and Lebesgue constants in polynomial interpolation // Journal of Inequalities and Applications. 2016. No. 93. Pp. 1-15. <https://doi.org/10.1186/s13660-016-1030-3>.
30. Loktionov A.P. Information measuring system of numerical differentiation for the analysis of elements of mechanical structures // Journal of the Serbian Society for Computational Mechanics. 2018. Vol. 12. No. 2. Pp. 53-71. doi: 10.24874/jsscm.2018.12.02.04.
31. Meshchikhin I.A., Gavryushin S.S. The envelope method in the problem of choosing a rational composition of measuring instruments // Measurement Techniques. 2021. No. 64. Pp. 151-155. doi:<https://doi.org/10.1007/s11018-021-01910-8>.
32. Локтионов А.П. Обратная задача коши для балок в строительных конструкциях // Строительство и реконструкция. 2022. № 2 (100). С. 13-25. doi:10.33979/2073-7416-2022-100-2-13-25.
33. Локтионов А.П. Восстановление начальных параметров балки при заданных младших коэффициентах уравнения прогибов // Строительная механика и расчет сооружений. 2022. № 6. С. 2-7. doi:10.37538/0039-2383.2022.6.2.7 ИФ =0,552.

REFERENCES

1. Tushina O.A., Danilov A.I. The stiffness of rigid joints of beam with hollow section column. Magazine of Civil Engineering. 2016. Vol. 64. No. 4. Pp. 40-51. <https://doi.org/10.5862/MCE.64.4>.
2. Tushina V.M. Semi-rigid steel beam-to-column connections. Magazine of Civil Engineering. 2017. Vol. 73. No. 5. Pp. 25-39. <https://doi.org/10.18720/MCE.73.3>.
3. Kashevarova G.G., Tonkov, Y.L., Tonkov I.L. Intel'ektual'naya avtomatizatsiya inzhenernogo obsledovaniya stroitel'nykh ob'ektov [Intellectual automation of engineering survey of building objects] // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2017. Vol. 13. No. 3. Pp. 42-57. <https://doi.org/10.22337/1524-5845-2017-13-3-42-57>. (rus).
4. Loktionov A.P. Informacionno-izmeritel'naya sistema s lagranzhevoj approksimaciej dlya e'ksperimental'no-raschetnogo opredeleniya usilij v e'lementax konstruktivny'x sistem pri obsledovanii zdaniy tekstil'noj i ximicheskoy promyshlennosti [Information-measuring system of experimental and calculation determination of a bending moment with the Lagrange approximation at inspection of buildings]. Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii, Seriya Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennosti. 2017. Vol. 370. No. 4. Pp. 252-258. URL:http://tp.ivgpu.com/wp-content/uploads/2017/12/370_55.pdf (data obrashheniya: 26.12.2022). (rus).
5. Yang C. Sensor placement for structural health monitoring using hybrid optimization algorithm based on sensor distribution index and FE grids. Structural Control and Health Monitoring. 2018. Vol. 5. No. 6. P. 2160. <https://doi.org/10.1002/stc.2160>.
6. Lyublinskiy V.A., Tomina M.V. E'ksperimental'noe issledovanie prochnosti i podatlivosti vertikal'nogo svarnogo sty'ka [Experimental study of the strength and suppleness of a vertical welded joint]. Sistemy. Metody. Tekhnologii. 2018. Vol. 3. No. 39. Pp. 154-158. doi:10.18324/2077-5415-2018-3-154-158. (rus).
7. Lehmhus D., Busse M., Structural Health Monitoring (SHM). In: Bosse S., Lehmhus D., Lang W. (eds). Material Integrated Intelligent Systems Technology and Applications: Technology and Applications. John Wiley & Sons Inc.; 2018. Pp. 529–570. 696 p. <https://doi.org/10.1002/9783527679249>.

8. Malakhova A.N., Marinina D.A. Podatlivost' vertikal'ny'x sty'kov krupnopanel'ny'x zdaniy na zakladny'x detal'yax [The compliance of vertical joints of large-panel buildings made on embedded parts]. Building and Reconstruction. 2019. Vol. 86. No. 6. Pp. 10-18. doi:10.33979/2073-7416-2019-86-6-10-18. (rus).
9. Loktionov A.P. Informacionnaya sistema analiza balochny'x e'lementov pod kombinirovannoj nagruzkoj [Information system for analysis of beam elements under combined load]. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2021. No. 2. Pp. 45-52. doi:10.37538/0039-2383.2021.2.45.52. (rus).
10. Loktionov A.P. Informacionno-izmeritel'naya sistema monitoringa balok v stroitel'ny'x konstrukciyax [Information and Measurement System for Monitoring Beams in Building Structures]. Proceedings of the Southwest State University. 2021. Vol. 25. No. 4. Pp. 29-51. doi:10.21869/2223-1560-2021-25-4-29-51. (rus).
11. Avdeev K.V., Mamin A.N., Bobrov V.V., bammatov A.A., Martyanov K.V., Pryakhin S.N. Petlevy'e sty'ki sterzhnevoj armatury'. Istoriya razvitiya, problemy' i aktual'nost' [The loop joins of rebars. development history, problems and relevance]. Building and reconstruction. 2022. No. 6 (104). Pp. 4-11. (rus).
12. Loktionov A.P. Measurement of bending loads with suspended electric strain gages // Soviet Aeronautics. 1982. No. 25(2). Pp. 85-88.
13. Loktionov A.P. Obzor i analiz sposobov i ustroystv izmereniya poperechnoj izgibnoj nagruzki na e'lementy' shassi [Review and analysis of methods and devices for measuring transverse bending load on chassis elements]. Kursk. politehn. in-t. Kursk, 1991. 45 p. Dep. V CNTI GA 15.09.91, № 835-ga91. (rus).
14. Vatulyan A.O., Plotnikov D.K. Obratny'e koe'ffitsientny'e zadachi v mexanike [Inverse coefficient problems in mechanics]. Vestnik Permskogo nacional'nogo issledovatel'skogo politexnicheskogo universiteta. Mexanika. 2019. No. 3. Pp. 37-47. doi:10.15593/perm.mech/2019.3.04. (rus).
15. Shi Z., O'Brien W. Development and implementation of automated fault detection and diagnostics for building systems: A review. Automation in Construction. 2019. No. 104. Pp. 215-229. doi:10.1016/j.autcon.2019.04.002.
16. Favorskaya A.V., Petrov I.B. Grid-characteristic calculation of multistorey buildings destruction // Mathematical Models and Computer Simulations. 2020. No. 32(3). Pp. 102-114. doi:https://doi.org/10.20948/mm-2020-03-06.
17. Perelmuter A.V. Obratnye zadachi stroitel'noi mekhaniki [Inverse problems of structural mechanics]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. 2020. Vol. 22. No. 4. Pp. 83-101. doi:10.31675/1607-1859-2020-22-4-83-101. (rus).
18. Siraya T.N. Methods of data processing in measurements and metrological models // Measurement Techniques. 2018. No. 61. Pp. 9-16. https://doi.org/10.1007/s11018-018-1380-y.
19. Smirnova A., Bakushinsky A. On iteratively regularized predictor-corrector algorithm for parameter identification. Inverse Problems. 2020. Vol. 36. No. 12. id.125015. P. 30. doi:10.1088/1361-6420/abc530.
20. Kudryavcev K.Ya. Algoritm postroeniya polinoma nailuchshego ravnomernogo priblizheniya po eksperimental'ny'm dannym [Algorithm for constructing a polynomial of the best uniform approximation from experimental data]. Vestnik nacional'nogo issledovatel'skogo yadernogo universiteta MIFI. 2019. Vol. 8. No. 5. Pp. 480-486. https://doi.org/10.1134/S2304487X1905002X. (rus).
21. Bakushinsky A. B., Kokurin, M. M., Kokurin, M. Yu. Regularization Algorithms for Ill-Posed Problems. Inverse and Ill-Posed Problems Series, 61. Boston. USA: De Gruyter; 2018. https://doi.org/10.1515/9783110557350.
22. Balakin D. A., Pyt'ev Yu. P. Measurement reduction in the presence of subjective information // Mathematical Models and Computer Simulations. 2019. Vol. 11, No. 4. Pp. 596-610. https://doi.org/10.1134/S2070048219040033.
23. Verbrugge M.W., Wampler C.W., Baker D.R. Smoothing methods for numerical differentiation to identify electrochemical reactions from open-circuit-potential data // Journal of The Electrochemical Society. 2018. Vol. 165. No. 16. Pp. A4000-A4011. https://doi.org/10.1149/2.0951816jes.
24. Loktionov A.P. Numerical differentiation in the measurement model // Measurement Techniques. 2019. No. 62. Pp. 673-680. https://doi.org/10.1007/s11018-019-01677-z.
25. Kalenchuk-Porkhanova A. Best Chebyshev approximation for compression of big information arrays. Proceedings of the 10th International Scientific and Practical Conference named after A. I. Kitov "Information Technologies and Mathematical Methods in Economics and Management (IT&MM-2020)". October 15-16. 2020. Moscow. Russia. Pp. 1-13. URL: http://sunsite.informatik.rwth-aachen.de/ftp/pub/publications/CEUR-WS/Vol-2830.zip, paper25.pdf. (accessed 20.12.2022).
26. Boykov I.V., Krivulin N.P. An approximate method for recovering input signals of measurement transducers // Measurement Techniques. 2022. Vol. 64. No. 4. Pp. 943-948. https://doi.org/10.1007/s11018-022-020263.
27. Loktionov A.P. Regularization of the lattice time function of the signal in the communication channel // Telecommunications and Radio Engineering. 2013. Vol. 72. No. 2. Pp. 161-171. doi:10.1615/TelecomRadEng.v72.i2.70.
28. Meschikhin I.A., Gavryushin S.S. Algoritm postroeniya polinoma nailuchshego ravnomernogo priblizheniya po eksperimental'ny'm dannym [Algorithm for constructing a polynomial of the best uniform

approximation from experimental data]. Mathematical Models and Computer Simulations. 2016. Vol. 12. No. 4. Pp. 103-121. <https://doi.org/10.18698/2309-3684-2016-4-103121>. (rus),

29. Ibrahimoglu B.A. Lebesgue functions and Lebesgue constants in polynomial interpolation // Journal of Inequalities and Applications. 2016. No. 93. Pp. 1-15. <https://doi.org/10.1186/s13660-016-1030-3>.

30. Loktionov A.P. Information measuring system of numerical differentiation for the analysis of elements of mechanical structures // Journal of the Serbian Society for Computational Mechanics. 2018. Vol. 12. No. 2. Pp. 53-71. doi:10.24874/jsscm.2018.12.02.04.

31. Meshchikhin I.A., Gavryushin S.S. The envelope method in the problem of choosing a rational composition of measuring instruments // Measurement Techniques. 2021. No. 64. Pp. 151-155. doi:<https://doi.org/10.1007/s11018-021-01910-8>.

32. Loktionov A.P. Obratnaya zadacha koshi dlya balok v stroitel'nyx konstrukciyax [Inverse cauchy problem for beams in building structures]. Building and reconstruction. 2022. No. 2 (100). Pp. 13-25. doi:10.33979/2073-7416-2022-100-2-13-25. (rus)

33. Loktionov A.P. Vosstanovlenie nachal'nyx parametrov balki pri zadannyx mladshix koefficientax uravneniya progibov [Recovery of the initial parameters of the beam with the given junior coefficients of the deflection equation]. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2022. No. 6. Pp. 2-7. doi:10.37538/0039-2383.2022.6.2.7, (rus)

Информация об авторе:

Локтионов Аскольд Петрович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,

доктор технических наук, доцент.

E-mail: loapa@mail.ru

Information about authors:

Loktionov Askold P.

Southwest State University, Kursk, Russia,

doctor of engineering, associate professor.

E-mail: loapa@mail.ru

И.А. МАМИЕВА¹, В.В. КАРНЕВИЧ¹¹Российский университет дружбы народов, г. Москва, Россия

ГЕОМЕТРИЯ И СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ТОНКИХ ОБОЛОЧЕК С ЛИНЕЙЧАТЫМИ СРЕДИННЫМИ ПОВЕРХНОСТЯМИ С ГЛАВНЫМ КАРКАСОМ ИЗ ТРЕХ СУПЕРЭЛЛИПСОВ

Аннотация. Доказано и проиллюстрировано, что имея одинаковый главный каркас поверхности можно построить три разные поверхности переноса велароидального типа. Взяв эти три разные линейчатые поверхности в качестве срединных поверхностей тонких строительных оболочек, можно расширить число архитектурных форм, приемлемых для строительной практики.

Показана возможность определения напряженно-деформированного состояния линейчатых оболочек с рассматриваемыми срединными поверхностями при помощи типового компьютерного комплекса СКАД. Из представленных изополей очевидно, что напряженно-деформированные состояния разных линейчатых оболочек на овальном плане, но с одним и тем же главным каркасом, отличаются незначительно у двух из трех оболочек. При этом было установлено, что данные две оболочки имеют отрицательную гауссову кривизну, а третья – нулевую. Следовательно, искать более оптимальную оболочку по критерию прочности среди двух оболочек с отрицательной гауссовой кривизной не имеет смысла, следует выбирать оболочку по другому критерию, например, по критерию трудоемкости изготовления.

Ключевые слова: тонкая оболочка, метод конечного элемента, линейчатая поверхность, алгебраическая поверхность, главный каркас поверхности, суперэллипс.

I.A. MAMIEVA¹, V.V. KARNEVICH¹¹Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia

GEOMETRY AND STATIC ANALYSIS OF THIN SHELLS WITH RULED MIDDLE SURFACES OF THREE SUPERELLIPSES AS MAIN FRAME

Abstract. The possibility of generating three different translational surfaces of velarodial type by having the same main frame of the surface is proved and illustrated. Using these three different ruled surfaces as middle surfaces of thin shells allows to extend the number of architectural forms in construction practice.

Static analysis of the shells with the middle surfaces under consideration is performed using the SCAD standard finite element software. The results of the analysis of different ruled shells with oval-shaped base, but of the same main frame, imply that the stress, moment and displacement distributions are almost identical in two of the three shells. Moreover, it is established that the Gaussian curvature of these two shells is negative, and is zero in the third one. Therefore, there is no sense in determining the optimal shell in terms of strength out of the two shells with negative Gaussian curvature. Rather, these two shells may be evaluated based on another criterion, for example, complexity of manufacturing.

Keywords: thin shell, finite element method, ruled surface, algebraic surface, main frame of surface, superellipse.

Введение

В работах [1, 2] доказано, что взяв главный каркас поверхности, состоящий из трех плоских кривых, лежащих в трех координатных плоскостях, можно построить три разные алгебраические поверхности с одним и тем же жестким каркасом.

© Мамиева И.А., Карневич В.В., 2023

Построенные таким образом поверхности использовались для формирования судовых корпусов речных, морских (рисунок 1) и подводных кораблей [1, 3]. В статье [4] впервые предложено использовать эти поверхности в качестве срединных поверхностей строительных оболочек (рисунок 2).

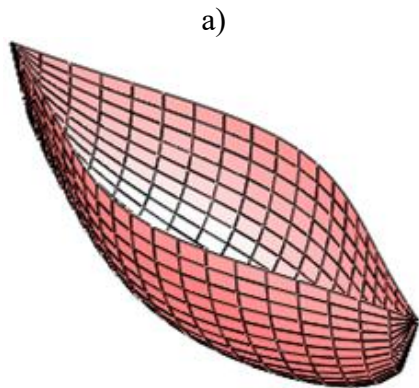


Рисунок 1 – Поверхность судового корпуса, образованная семейством мидельшпангоутов

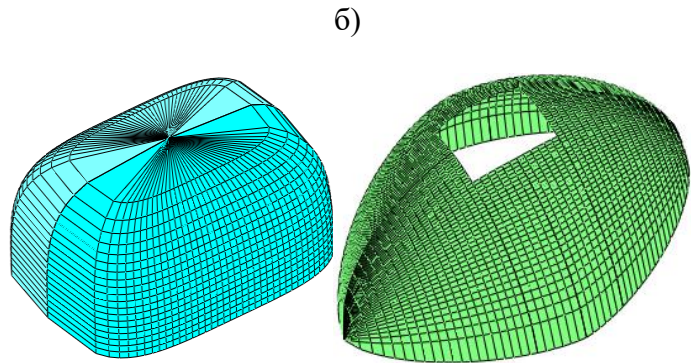


Рисунок 2 – Поверхности с главным каркасом из трех суперэллипсов: а) поверхность образована плоскими линиями в горизонтальных плоскостях; б) поверхность образована плоскими линиями в вертикальных плоскостях

Применение суперэллипсов в качестве плоских кривых главного каркаса позволило упростить процесс визуализации исследуемых поверхностей. Предположим, что плоские кривые главного каркаса рассматриваемых поверхностей представляют собою суперэллипсы [5] и заданы в виде:

кривая 1 расположена в плоскости $z = 0$:

$$|y|^r = W^r \left(1 - \frac{|x|^t}{L^t}\right), \quad (1)$$

кривая 2 расположена в плоскости $x = 0$:

$$|z|^n = T^n \left(1 - \frac{|y|^m}{W^m}\right), \quad (2)$$

кривая 3 расположена в плоскости $y = 0$:

$$|z|^s = T^s \left(1 - \frac{|x|^k}{L^k}\right), \quad (3)$$

где $r = t, n = m, s = k$, но для выпуклых кривых $r, t, n, m, s, k > 1$; для вогнутых кривых $r, t, n, m, s, k < 1$. Если принять $r = t = 1, n = m = 1, s = k = 1$, то кривые (1) – (3) вырождаются в прямые линии, а суперэллипсы вырождаются в ромбы.

Используя методику, изложенную в работах [1, 2], можно получить явные уравнения трех алгебраических поверхностей с одним и тем же главным каркасом (1) – (3) с образующим семейством сечений $x = \text{const}$:

$$|z| = T(1 - |x|^k/L^k)^{1/s} [1 - |y/W|^m / (1 - |x/L|^t)^{m/r}]^{1/n}, \quad (4)$$

с образующим семейством сечений $y = \text{const}$:

$$|z| = T(1 - |y|^m/W^m)^{1/n} [1 - |x/L|^k / (1 - |y/W|^r)^{k/t}]^{1/s}, \quad (5)$$

и с образующим семейством сечений $z = \text{const}$:

$$|y| = W(1 - |z|^n/T^n)^{1/m} [1 - |x/L|^t / (1 - |z/T|^s)^{t/k}]^{1/r}, \quad (6)$$

где $-L \leq x \leq L, -W \leq y \leq W, 0 \leq z \leq T$.

Явные уравнения поверхностей (4) – (6) можно перевести в параметрическую форму задания:

$$x = x(u) = \pm uL, \quad y = y(u, v) = vW[1 - u^t]^{1/r}, \quad z = z(u, v) = T[1 - u^k]^{1/s} [1 - |v|^m]^{1/n} \quad (4a)$$

$$x = x(u, v) = vL[1 - u^r]^{1/t}, \quad y = y(u) = \pm uW, \quad z = z(u) = T[1 - u^m]^{1/n} [1 - |v|^k]^{1/s}, \quad (5a)$$

$$x = x(u, v) = vL[1 - u^s]^{1/k}, \quad y = y(u, v) = \pm W[1 - u^n]^{1/m} [1 - |v|^t]^{1/r}, \quad z = z(u) = uT, \quad (6a)$$

где $0 \leq u \leq 1$, $-1 \leq v \leq 1$; u, v – безразмерные параметры.

В работе [6] предлагаются для внедрения линейчатые поверхности, задаваемые уравнениями (4) – (6) или (4а) – (6а). Было установлено, что благодаря вышеприведенным уравнениям можно построить пять троек линейчатых поверхностей.

Цель исследования

Исследовать геометрию и провести статический расчет оболочек с двумя видами линейчатых срединных поверхностей, впервые предложенных в работе [6]. Данное исследование поможет выбрать оптимальную форму линейчатой оболочки и расширит возможности их формообразования для архитекторов в рамках существующих архитектурных стилей [7].

Геометрия линейчатых поверхностей, построенных на основе алгебраических поверхностей с главным каркасом из трех суперэллипсов (1) – (3)

Пусть суперэллипс, расположенный в плоскости xOy , задан в виде (1), а два других суперэллипса главного каркаса вырождаются в прямые линии, то есть $n = m = s = k = 1$, тогда имеем три поверхности на овальном плане:

$$z = T(1 - |x|/L)[1 - |y/W|/(1 - |x/L|^t)^{1/r}], \quad (7)$$

$$z = T(1 - |y/W|)[1 - |x/L|/(1 - |y/W|^r)^{1/t}], \quad (8)$$

$$|y| = W(1 - z/T)[1 - |x/L|^t/(1 - z/T)^{1/r}], \quad (9)$$

где $-L \leq x \leq L$, $-W \leq y \leq W$, $0 \leq z \leq T$.

Явные уравнения поверхностей (7) – (9) можно перевести в параметрическую форму задания:

$$x = x(u) = \pm uL, y = y(u, v) = vW[1 - u^t]^{1/r}, z = z(u, v) = T[1 - u][1 - |v|] \quad (\text{рисунок 3 а}), \quad (7a)$$

$$x = x(u, v) = vL[1 - u^t]^{1/t}, y = y(u) = \pm uW, z = z(u) = T[1 - u][1 - |v|] \quad (\text{рисунок 3 б}), \quad (8a)$$

$$x = x(u, v) = vL[1 - u], y = y(u, v) = \pm W[1 - u][1 - |v|^t]^{1/r}, z = z(u) = uT \quad (\text{рисунок 3 в}). \quad (9a)$$

На рисунок 3 а, б, в показаны три поверхности с $r = t = 4$, но с одинаковым главным каркасом. Очевидно, что первые две поверхности (7) и (8) являются поверхностями Каталана [8] или более точно цилиндрами [9].

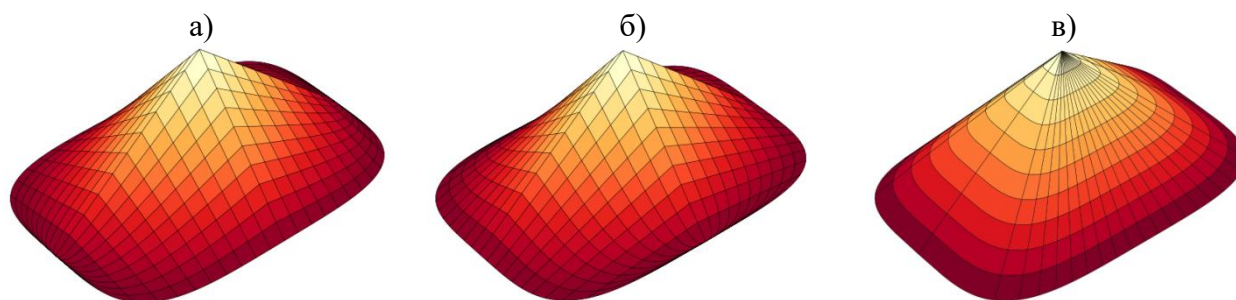


Рисунок 3 – Линейчатые поверхности на плоском овальном плане:

а) поверхность, заданная уравнениями (7а); б) поверхность, заданная уравнениями (8а);

в) поверхность, заданная уравнениями (9а)

Перепишем уравнения (7) – (9) в развернутом виде:

$$[z - T(1 - |x|/L)]^r(1 - |x|^r/L^r) = [-T|y|(1 - |x|/L)/W]^r, \quad (7б)$$

$$[z - T(1 - |y|/W)]^r(1 - |y|^r/W^r) = [-T|x|(1 - |y|/W)/L]^r, \quad (8б)$$

$$|y|^r/W^r + |x|^r/L^r - (1 - z/T)^r = 0. \quad (9б)$$

Таким образом, линейчатые поверхности (7б), (8б) являются алгебраическими поверхностями порядка $2r$. Линейчатая поверхность (9б) представляет собой алгебраическую поверхность порядка r .

Учитывая, что в дальнейшем будут рассматриваться оболочки, изображенные на рисунок 3, т.е. с $r = 4$, определим для их срединных поверхностей коэффициенты основных квадратичных форм поверхностей.

Любую поверхность, заданную параметрическими уравнениями, можно задать векторным уравнением:

$$\mathbf{r} = \mathbf{r}(u, v) = x(u, v)\mathbf{i} + y(u, v)\mathbf{j} + z(u, v)\mathbf{k}.$$

В этом случае коэффициенты основных квадратичных форм поверхности (7а) определяются по формулам:

$$\begin{aligned} E = A^2 = \mathbf{r}_u^2 &= L^2 + v^2 u^6 W^2 / (1 - u^4)^{3/2} + T^2 (1 - v)^2, \\ G = B^2 = \mathbf{r}_v^2 &= W^2 (1 - u^4)^{1/2} + T^2 (1 - u)^2 = B^2(u), \\ F = \mathbf{r}_u \mathbf{r}_v &= -v u^3 W^2 / (1 - u^4)^{1/2} + T^2 (1 - u)(1 - v), \\ \underline{L} &= \mp \frac{3LTWvu^2(1-u)}{\sqrt{A^2B^2 - F^2} (1 - u^4)^{7/4}}, \\ M &= \pm \frac{LTW(1 - u^3)}{\sqrt{A^2B^2 - F^2} (1 - u^4)^{3/4}}, \\ N &= 0. \end{aligned} \quad (10)$$

Коэффициент второй квадратичной формы $N = 0$ показывает, что координатные линии v совпадают с прямыми образующими поверхности (7а). Коэффициент первой квадратичной формы $F \neq 0$ показывает, что криволинейные координаты u, v – неортогональные, а коэффициент второй квадратичной формы $M \neq 0$ показывает, что координатная сеть u, v – несопряженная.

Коэффициенты основных квадратичных форм поверхности (8а) определяются по формулам:

$$\begin{aligned} E = A^2 = \mathbf{r}_u^2 &= W^2 + v^2 u^6 L^2 / (1 - u^4)^{3/2} + T^2 (1 - v)^2, \\ G = B^2 = \mathbf{r}_v^2 &= L^2 (1 - u^4)^{1/2} + T^2 (1 - u)^2 = B^2(u), \\ F = \mathbf{r}_u \mathbf{r}_v &= -v u^3 L^2 / (1 - u^4)^{1/2} + T^2 (1 - u)(1 - v), \\ \underline{L} &= \pm \frac{3LTWvu^2(1-u)}{\sqrt{A^2B^2 - F^2} (1 - u^4)^{7/4}}, \\ M &= \mp \frac{LTW(1 - u^3)}{\sqrt{A^2B^2 - F^2} (1 - u^4)^{3/4}}, \\ N &= 0. \end{aligned} \quad (12)$$

Если в формулах (12), (13) произвести замену постоянных параметров $W \leftrightarrow L$, то получим формулы (10) – (11). Комментарии к формулам (12), (13) будут аналогичны комментариям к формулам (10), (11).

Обе линейчатые поверхности, изображенные на рисунках 3 а и 3 б являются поверхностями отрицательной гауссовой кривизны, так как

$$K = \frac{LN - M^2}{A^2B^2 - F^2} = \frac{-M^2}{A^2B^2 - F^2} < 0.$$

Дифференциалы соответствующих дуг координатных линий u и v можно вычислить по формулам

$$ds_u = Adu \text{ и } ds_v = Bdv.$$

Коэффициенты основных квадратичных форм поверхностей (9а) определяются по формулам:

$$\begin{aligned} E = A^2 = \mathbf{r}_u^2 &= W^2 (1 - v^4)^{1/2} + v^2 L^2 + T^2 = A^2(v), \\ G = B^2 = \mathbf{r}_v^2 &= (1 - u)^2 [L^2 + v^6 W^2 / (1 - v^4)^{3/2}], \\ F = \mathbf{r}_u \mathbf{r}_v &= -v(1 - u)[L^2 - v^2 W^2 / (1 - v^4)^{1/2}], \end{aligned} \quad (14)$$

$$A^2B^2 - F^2 = (1 - u)^2 \left[\frac{W^2}{(1 - v^4)^{\frac{3}{2}}} (L^2 + T^2v^6) + L^2T^2 \right] = (1 - u)^2 [f(v)],$$

$$\underline{L} = 0,$$

$$M = 0,$$

$$N = \mp \frac{3TLWv^2(1-u)^2}{\sqrt{A^2B^2 - F^2}(1-v^4)^{\frac{7}{4}}}. \quad (15)$$

Коэффициенты основных квадратичных форм (14), (15) поверхностей (9а) показывают, что координатные линии u – прямые линии, а сама рассматриваемая поверхность является поверхностью нулевой гауссовой кривизны

$$K = \frac{LN - M^2}{A^2B^2 - F^2} = 0.$$

Координатные линии u есть линии главных кривизн поверхности.

Коэффициент второй квадратичной формы (15) $M = 0$, следовательно, координатная сеть u, v – сопряженная, что естественно, т.к. любое семейство линий, пересекающее семейство прямых координатных линий на торсовых поверхностях формируют сопряженные сети на торсах.

Предпосылки к выбору метода определения параметров напряженно-деформированного состояния линейчатых оболочек

В статье [10] представлены четыре этапа создания и развития теории пластин и оболочек, которые привели к разработке механизма расчета пространственных конструкций покрытий большепролетных зданий и сооружений на современном уровне. Началом четвертого этапа развития теории расчета, проектирования и строительства большепролетных сооружений можно условно считать начало XXI в.

В настоящее время существует большой выбор аналитических, полуаналитических и численных методов расчета оболочек и оболочечных структур. В предыдущем разделе показано, что срединные поверхности рассматриваемых оболочек задаются в декартовых координатах при помощи алгебраических уравнения (4) – (6) или параметрическими уравнениями (4а) – (6а). Причем криволинейные координатные линии u, v на этих поверхностях будут неортогональными ($F \neq 0$) и несопряженными ($M \neq 0$) координатными линиями. При выбранном способе формообразования одно семейство координатных линий совпадает с прямолинейными образующими поверхностей ($\underline{L} = 0$ или $N = 0$).

Учитывая эти условия, для расчета рассматриваемых линейчатых оболочек можно использовать систему 20 расчетных уравнений теории тонких оболочек А.Л. Гольденвейзера [11] для произвольных координат, которые содержат внутренние «псевдоусилия» и «псевдомоменты», или систему 20 расчетных уравнений, предложенную С.Н. Кривошапко [12], которые содержат внутренние усилия и моменты, общепринятые в инженерной практике, или расчетные уравнения Григоренко Я.М, Тимонина А.М. [13], записанные в тензорном виде.

Анализ имеющихся работ показал, что эти три группы расчетных уравнений линейной теории тонких оболочек были использованы только для упрощенной безмоментной теории расчета оболочек или для расчета линейчатых оболочек с допущением ряда упрощений в геометрии или в расчетных уравнениях теории оболочек [14]. Таким образом, применить аналитические методы расчета рассматриваемых линейчатых оболочек в настоящее время нереально.

Для выбора решения поставленной задачи были рассмотрены несколько вариантов численных методов: метод численного интегрирования систем разрешающих дифференциальных уравнения, полуаналитический метод малого параметра, метод конечных разностей, метод конечных элементов в перемещениях и др. [15]. В итоге было решено использовать метод конечных элементов [16] в перемещениях. В XXI веке успешно использовались вычислительные комплексы на основе МКЭ, такие как ЛИРА, SCAD,

STARK, MicroFE, СТАДИО, ABAQUS, ADINA, ANSYS, LS-DYNA, COSMOS, MSC/NASTRAN, SOFISTIC [10] и др. В результате решено было остановиться на ПК SCAD. Используя типовую программу SCAD [17], изменяя габаритные параметры оболочек, показатели соответствующих степеней в кривых основного каркаса (1) - (3) срединных поверхностей оболочек и приняв выбранный параметр оптимизации, можно выбирать оптимальную оболочку среди огромного числа оболочек в автоматизированном режиме.

Статический расчет оболочек со срединными поверхностями (7а)-(9а)

Рассчитаем оболочки, представленные на рисунке 3 а, б, в, на действие нагрузки типа собственного веса $q = 1 \text{ кН/м}^2$, действующего в направлении обратном направлению неподвижной координатной оси Oz .

Пусть $L = 10 \text{ м}$, $W = 7 \text{ м}$, $T = 8 \text{ м}$, $r = t = 4$ (рисунок 4). Кроме того, примем постоянную толщину оболочек равную $h = 7 \text{ см}$, модуль упругости материала оболочки $E_b = 32500 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,17$. Будем считать, что оболочка закреплена в основании по контуру $z = 0$. Для получения результатов используем вычислительный комплекс SCAD [17] на базе метода конечных элементов в перемещениях.

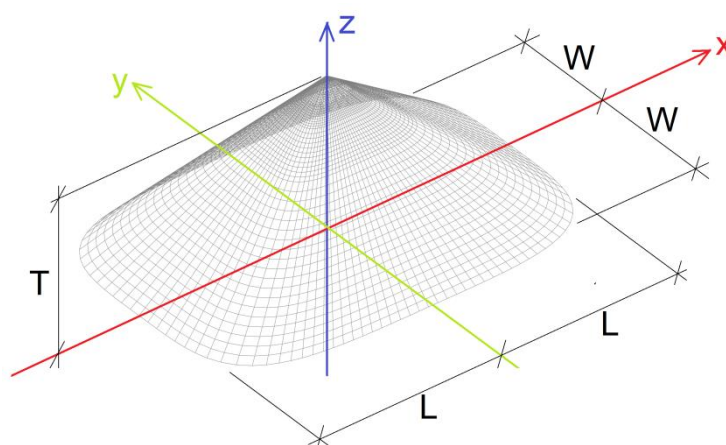


Рисунок 4 – Схема оболочки в декартовой системе координат

На рисунках 5 и 6 представлены результаты расчета тонкой оболочки, показанной на рисунке 3 а.

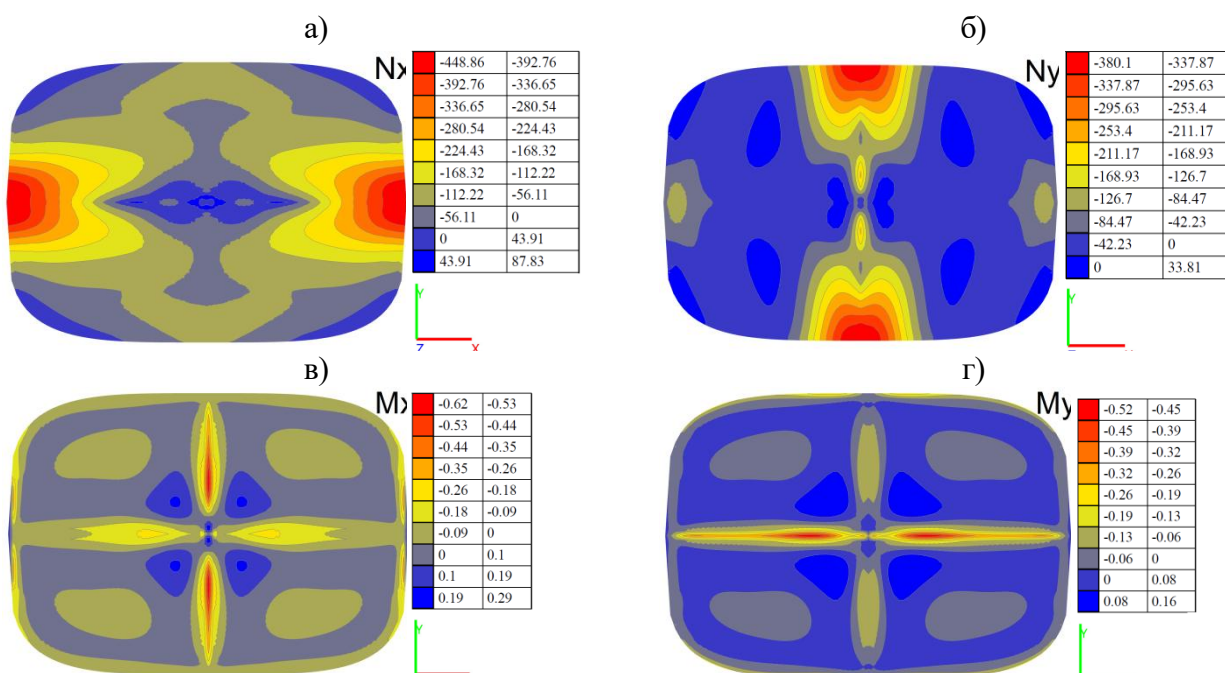


Рисунок 5 – Изополя усилий оболочки, срединная поверхность которой задана уравнениями (7а):

а) нормальное напряжение вдоль оси x , кН/м^2 ; б) нормальное напряжение вдоль оси y , кН/м^2 ;
в) изгибающий момент относительно оси x , кН·м/м ; г) изгибающий момент относительно оси y , кН·м/м

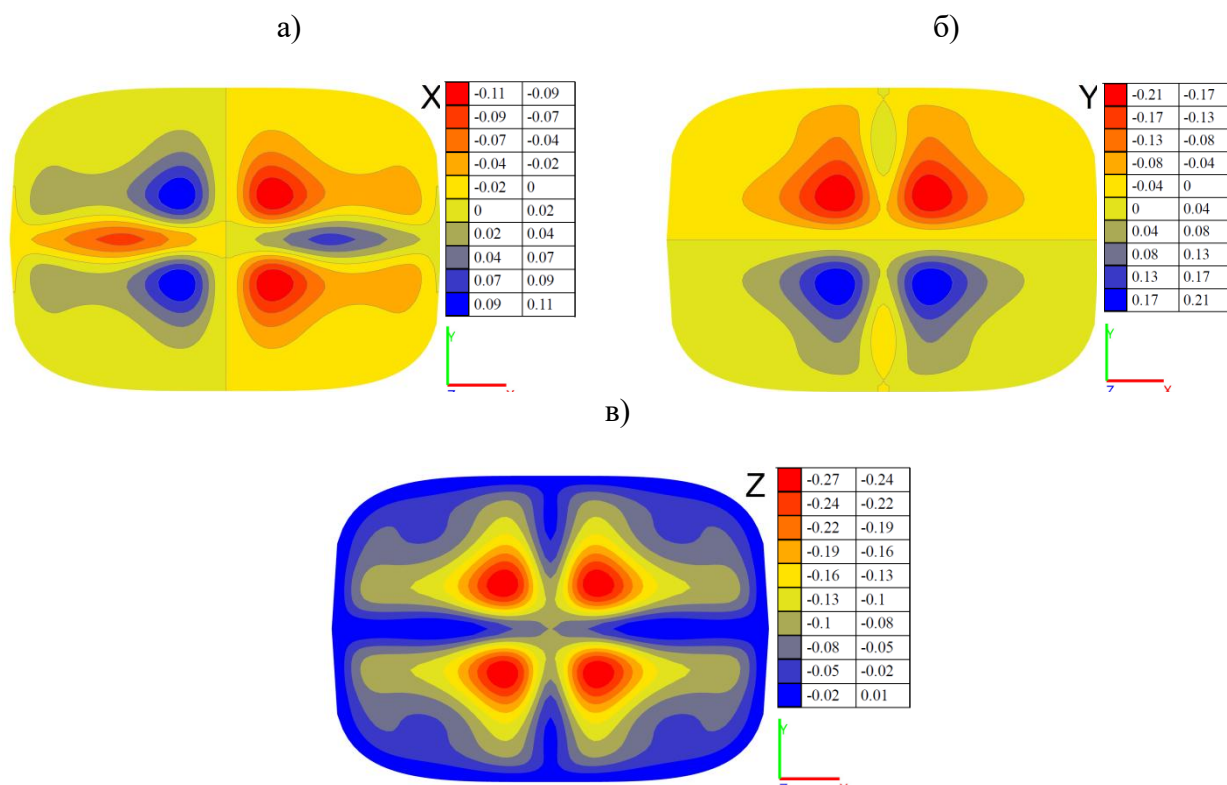


Рисунок 6 – Изополя перемещений оболочки, срединная поверхность которой задана уравнениями (7а), в мм:
а) перемещения по оси x ; б) перемещения по оси y ; в) перемещения по оси z

На рисунках 7 и 8 представлены результаты расчета тонкой оболочки, показанной на рисунке 3 б.

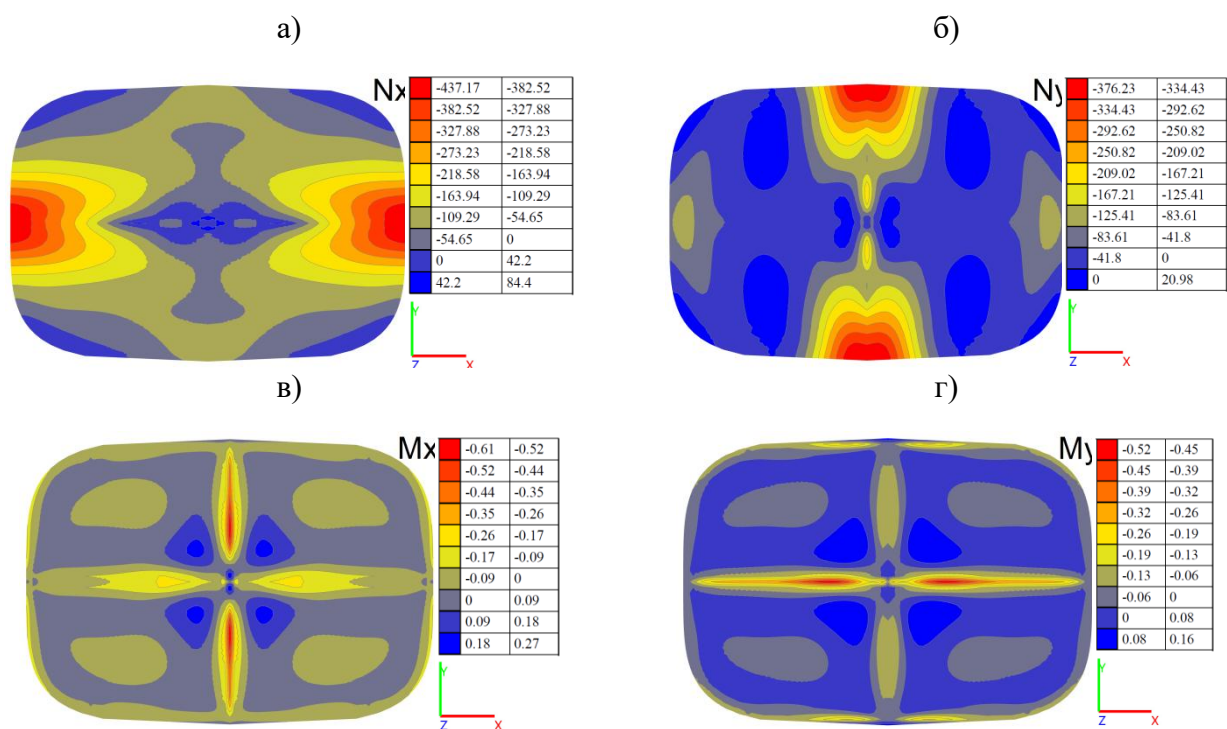


Рисунок 7 – Изополя усилий оболочки, срединная поверхность которой задана уравнениями (8а):
а) нормальное напряжение вдоль оси x , кН/м^2 ; б) нормальное напряжение вдоль оси y , кН/м^2 ;
в) изгибающий момент относительно оси x , $\text{кН}\cdot\text{м/м}$; г) изгибающий момент относительно оси y , $\text{кН}\cdot\text{м/м}$

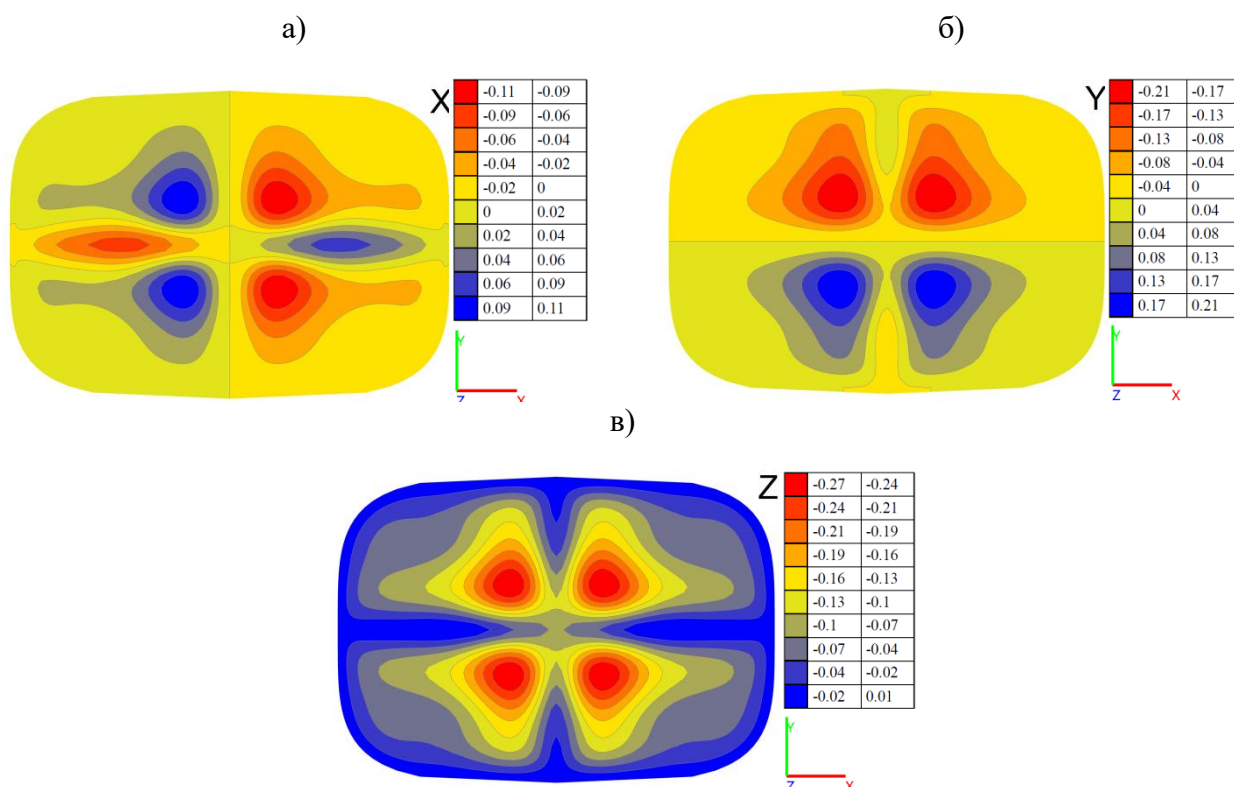


Рисунок 8 – Изополя перемещений оболочки, срединная поверхность которой задана уравнениями (8а), в мм:
а) перемещения по оси x ; б) перемещения по оси y ; в) перемещения по оси z

На рисунках 9 и 10 представлены результаты расчета тонкой оболочки, показанной на рисунке 3 в.

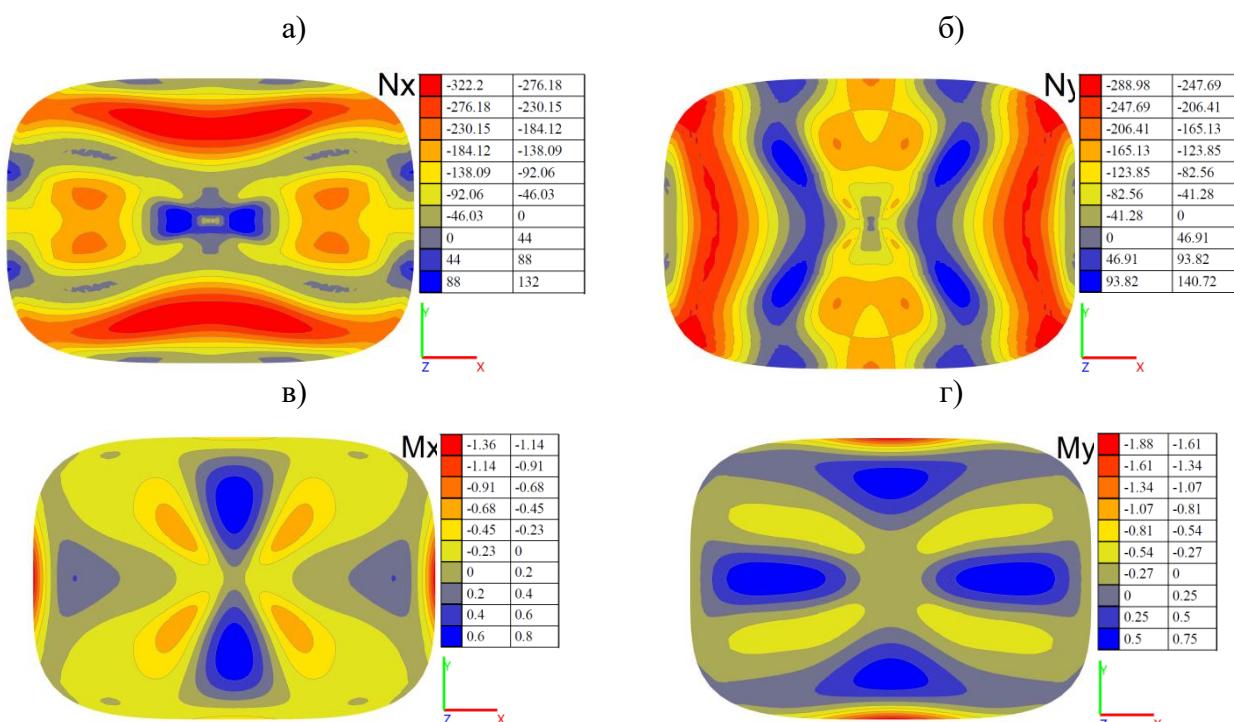


Рисунок 9 – Изополя усилий оболочки, срединная поверхность которой задана уравнениями (9а):
а) нормальное напряжение вдоль оси x , кН/м^2 ; б) нормальное напряжение вдоль оси y , кН/м^2 ;
в) изгибающий момент относительно оси x , кН·м/м ; г) изгибающий момент относительно оси y , кН·м/м

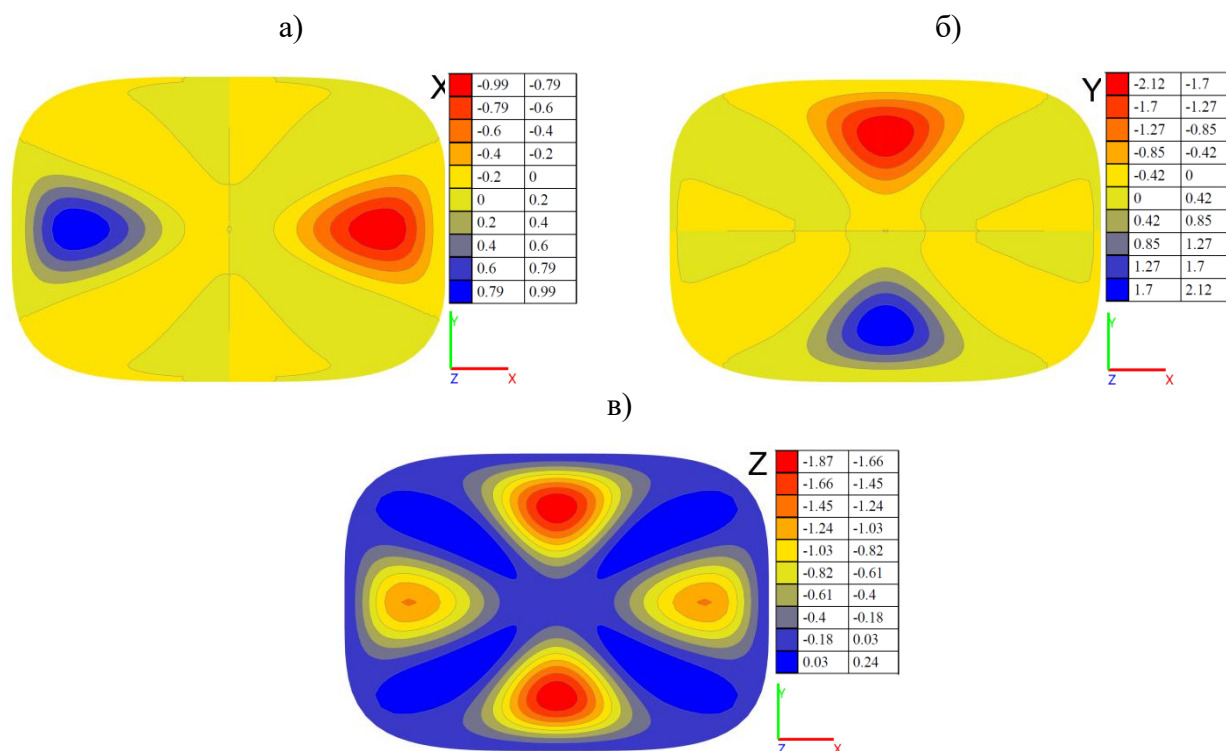


Рисунок 10 – Изополя перемещений оболочки, срединная поверхность которой задана уравнениями (9а), в мм:
а) перемещения по оси x; б) перемещения по оси y; в) перемещения по оси z

Результаты

В данной статье одна тройка линейчатых поверхностей (рисунок 3), из предложенных в работе [6] пяти троек линейчатых поверхностей, созданных на основе некоторых форм судовых корпусов речных и морских кораблей, которые, в свою очередь, проектируются в форме алгебраических поверхностей с главным каркасом из трех суперэллипсов [3] или трех других плоских кривых [1], впервые подробно рассматривается с точки зрения дифференциальной геометрии. Изучаются тонкие линейчатые оболочки на предмет их применения в строительной архитектуре и в машиностроении. Приведены формулы для определения их геометрических параметров: длин линий на поверхности, кривизны их поверхностных координатных линий, площадей фрагментов поверхности или площади всей поверхности.

Показана возможность определения напряженно-деформированного состояния линейчатых оболочек с рассматриваемыми срединными поверхностями при помощи типового компьютерного комплекса СКАД.

Как видно из представленных на рисунках 5-10 изополей, напряженно-деформированные состояния линейчатых оболочек, образованных уравнениями (7а) и (8а), отличаются незначительно. Следовательно, искать более оптимальную оболочку по критерию прочности среди данных двух оболочек не имеет смысла, следует выбирать оболочку по другому критерию, например, по критерию трудоемкости изготовления. Оболочка, образованная уравнениями (9а), обладая одним и тем же главным каркасом, что и у первых двух оболочек, заметно отличается в рамках НДС. Так, например, в оболочках (7а) и (8а) максимальные суммарные перемещения наблюдаются в окрестности точек $x = \pm 0.2L$, $y = \pm 0.3W$, а в оболочке (9а) – в окрестности координат $x = 0$, $y = \pm 2/3W$. Величина максимального суммарного перемещения в оболочке (9а) в семь раз превышает данные значения в оболочках (7а) и (8а). Распределение нормальных усилий и изгибающих моментов в оболочке (9а) также существенно расходится в сравнении с оболочками (7а) и (8а), как видно из соответствующих изополей. В связи с этим, при выборе между оболочкой

(9a) и оболочкой (7a) либо (8a) с точки зрения НДС, необходим более подробный прочностной анализ.

Развитие новых уточненных численных методов расчета оболочечных структур дало толчок расширенному развитию архитектуры свободных форм [7, 18, 19]. Применение интересного класса линейчатых поверхностей формирующихся непрерывным движением прямой линии открыло широкие возможности в их использовании для несущих структур, в изготовлении сборных узлов, или элементов фасада [20]. Геометры разрабатывают много нетрадиционных методов формирования линейчатых поверхностей, используя не только аналитические подходы [21], но главным образом, применяя компьютерное моделирование [22, 23].

Выводы

Введение в практику новых геометрических форм оболочек и оболочечных структур дает возможность расширить поиски их наиболее оптимальных форм, соответствующих выбранным критериям оптимальности. Знаменитый испанский инженер-строитель Эд. Торроха (Ed. Torroja, 1899 - 1961) полагал, что это очень перспективное направление для исследований, проводимых опытными учеными-механиками, архитекторами и молодыми исследователями. Это подтверждается появлением в XXI-ом веке новых архитектурных стилей, направлений и стилевых течений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Krivoschapko S.N. Tangential developable and hydrodynamic surfaces for early stage of ship shape design // *Ships and Offshore Structures*. 2022. Published online: 26 Apr. 2022. Pp. 1-9. doi:10.1080/17445302.2022.2062165.
2. Кривошапко С.Н. Алгебраические судовые поверхности с каркасом из трех плоских кривых в координатных плоскостях // *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования*. 2022. Т. 23. № 3. С. 207-212. doi:10.22363/2312-8143-2022-23-3-207-212.
3. Карневич В.В. Построение гидродинамических поверхностей каркасами из кривых Лапе на примере корпуса подводной лодки // *Вестник РУДН. Инженерные исследования*. 2022. Т. 23. № 1. С. 30-37. doi:10.22363/2312-8143-2022-23-1-30-37.
4. Кривошапко С.Н, Алёшина О.О., Иванов В.Н. Статический расчет оболочек, очерченных по поверхностям с главным каркасом из трех заданных суперэллипсов // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2022. № 6. С. 18–27. doi:10.37538/0039-2383.2022.6.18.27.
5. Weisstein E.W. Superellipse. From MathWorld – A Wolfram Web Resource. [Электронный ресурс]. URL: <https://mathworld.wolfram.com/Superellipse.html> (дата обращения: 11.10.2022).
6. Мамиева И.А. Линейчатые алгебраические поверхности с главным каркасом из трех суперэллипсов // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2022. Т. 18. № 4. С. 387–395. doi:10.22363/1815-5235-2022-18-4-387-395.
7. Кривошапко С.Н. К вопросу об основных архитектурных стилях, направлениях и стилевых течениях для оболочек и оболочечных структур// *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2022. Т. 18. № 3. С. 255-268. doi:10.22363/1815-5235-2022-18-3-255-268.
8. Амиров М., Каченюк А.Н. Криволинейное проецирование на поверхности Каталана // *Прикладная геометрия и инженерная графика*. Киев, 1971. Вып. 13. С. 118-120.
9. Tocariu L. Stages in the study of cylindroid surfaces // *The SORGING Journal*. 2007. Vol. 2. No. 1. Pp. 37-40.
10. Сысоева Е.В. Научные подходы к расчету и проектированию большепролетных конструкций // *Вестник МГСУ*. 2017. Т. 12. №. 2 (101). С. 131–141. doi:10.22227/1997-0935.2017.2.131-141.
11. Goldenveizer A.L. *Theory of Elastic Thin Shells*. New York: Published by Pergamon Press. 1961. 544 p.
12. Кривошапко С.Н. Два вида расчетных уравнений для оболочек в произвольных криволинейных координатах // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2017. № 1. С. 15-22.
13. Григоренко Я.М., Тимонин А.М. Об одном подходе к численному решению краевых задач теории оболочек сложной геометрии в неортогональных криволинейных системах координат // *Доклады Академии наук Украинской ССР*. 1991. № 4. Вып. 9. С. 41–44.
14. Тупикова Е.М. Анализ метода В.Г. Рекача для расчета напряженно-деформированного состояния длинного пологого косоугольного геликоида // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2016. № 1 (264). С. 14-20.
15. Schnobrich W.C. Different methods of numerical analysis of shells // *Lect. Notes Eng.*, 1987. No.26. Pp. 1-17.

16. Noor A.K. Bibliography of books and monographs on finite element technology // AMR. June 1991. Vol. 44. No. 6. Pp. 307-317.
17. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Микитаренко М.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2021. 656 с.
18. Flöry S., Nadai Y., Isvoranu F., Pottmann H., Wallner J. Ruled free form. In L. Hesselgren et al. (eds.), *Advances in Architectural Geometry 2012*, Springer 2012. Pp. 57–66.
19. Ключков Ю.В., Вахнина О.В., Киселева Т.А. Расчет тонких оболочек на основе треугольного конечного элемента с корректирующими множителями Лагранжа // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2015. № 5. Pp. 55-59.
20. Flöry S., Pottmann H. Ruled surfaces for rationalization and design in architecture// *Proc. ACADIA (Proceedings of the 30th Annual Conference of the Association for Computer Aided Design in Architecture)*. 2010. Pp. 103-109. doi:10.52842/conf.acadia.2010.103.
21. Сальков Н.А. Общие принципы задания линейчатых поверхностей. Часть 2 // *Геометрия и графика*. 2019. Т. 7. № 1. С. 14–27. doi:10.12737/article_5c9201eb1c5f06.47425839.
22. Maleček Kamil, Szarková Dagmar. A method for creating ruled surfaces and its modifications // *KoG*. 2002. Vol. 6. No. 6. Pp. 59-66.
23. Ванин В.В., Шамбина С.Л., Вирченко Г.И. Вариантное компьютерное макетирование оболочек на основе полипараметризации их срединных поверхностей // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2015. № 6. С. 3–8.

REFERENCES

1. Krivoshapko S.N. Tangential developable and hydrodynamic surfaces for early stage of ship shape design // *Ships and Offshore Structures*. Published online: 26 Apr. 2022. Pp. 1-9. doi:10.1080/17445302.2022.2062165.
2. Krivoshapko S.N. Algebraic ship hull surfaces with a main frame from three plane curves in coordinate planes // *RUDN Journal of Engineering Research*. 2022. Vol. 23. No. 3. Pp. 207-212. doi:10.22363/2312-8143-2022-23-3-207-212. (rus)
3. Karnevich V.V. Generating hydrodynamic surfaces by families of Lamé curves for modelling submarine hulls // *RUDN Journal of Engineering Research*. 2022. Vol. 23. No. 1. Pp. 30-37. doi:10.22363/2312-8143-2022-23-1-30-37. (rus)
4. Krivoshapko S.N., Aleshina O.O., Ivanov V.N. Static analysis of shells with middle surfaces containing the main frame from three given superellipses // *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2022. No. 6. Pp. 18-27. doi:10.37538/0039-2383.2022.6.18.27. (rus)
5. Weisstein E.W. Superellipse. From MathWorld – A Wolfram Web Resource. [Online]. URL: <https://mathworld.wolfram.com/Superellipse.html> (date of application:11.10.2022).
6. Mamieva I.A. Ruled algebraic surfaces with a main frame from three superellipses // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Vol. 18. No. 4. Pp. 387-395. doi:10.22363/1815-5235-2022-18-4-387-395. (rus).
7. Krivoshapko S.N. On the basic architectural styles, directions, and style flows for shells and shell structures // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Vol. 18. No. 3. Pp. 255-268. doi:10.22363/1815-5235-2022-18-3-255-268. (rus).
8. Amirov M., Kachenyuk A.N. Curvilinear проецирование on Catalan's surface // *Prikladnaya Geometriya i Inzhenernaya Grafika*. Kiev, 1971. No. 13. Pp. 118-120.
9. Tocariu L. Stages in the study of cylindroid surfaces // *The SORGING Journal*. 2007. Vol. 2. No. 1. Pp. 37-40.
10. Sysoeva E.V. Scientific approaches to calculation and design of large-span structures // *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2017. Vol. 12. No. 2(101). Pp. 131-141. doi:10.22227/1997-0935.2017.2.131-141. (rus).
11. Goldenveizer A.L. *Theory of Elastic Thin Shells*. New York: Published by Pergamon Press, 1961. 544 p.
12. Krivoshapko S.N. Two types of governing equations for shells with the middle surfaces given in arbitrary curvilinear coordinates // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017. No. 1. Pp. 15-22. (rus).
13. Grigorenko Ya.M., Timonin A.M. On one approach to the numerical solution of boundary problems on theory of complex geometry shells in the non-orthogonal curvilinear coordinate systems // *Doklady AN Ukrainskoy SSR [Reports of AS of Ukraine USSR]*, 1991. Vol. 4. No. 9. Pp. 41-44. (rus).
14. Tupikova E.M. Investigation of V.G. Rekach's method of stress-strain analysis of the shell of long shallow oblique helicoid form // *Struct. Mech. and Analysis of Constr*. 2016. No. 1. Pp. 14-19. (rus).
15. Schnobrich W.C. Different methods of numerical analysis of shells // *Lect. Notes Eng.*, 1987. No. 26. Pp. 1-17.
16. Noor A.K. Bibliography of books and monographs on finite element technology // AMR. June 1991. Vol. 44. No. 6. Pp. 307-317.

17. Karpilovskiy V.S., Kriksunov E.Z., Malyarenko A.A., Mikitarenko M.A., Perelmuter A.V., Perelmuter M.A. Computing Complex SCAD. Moscow: SCAD SOFT Publ., 2021. 656 p.
18. Flöry S, Nadai Y., Isvoranu F., Pottmann H., Wallner J. Ruled free form. In L. Hesselgren et al. (eds.), *Advances in Architectural Geometry 2012*, Springer 2012. Pp. 57-66.
19. Klochkov Y.V., Vakhinina O.V., Kiseleva T.A. Calculation of thin shells on the basis of the triangular final element with the correcting Lagrange's coefficients // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2015. No. 5. Pp. 55-59. (rus).
20. Flöry S., Pottmann H. Ruled surfaces for rationalization and design in architecture// *Proc. ACADIA* (Proceedings of the 30th Annual Conference of the Association for Computer Aided Design in Architecture). 2010. Pp. 103-109. doi:10.52842/conf.acadia.2010.103.
21. Sal'kov N.A. Obshchie printsipy zadaniya lineychatykh poverkhnostey. Chast`2 [General principles of definition of linear surfaces. Part 2]. *Geometriya i grafika* [Geometry and Graphics], 2019. Vol. 7. No. 1. Pp. 14-27. doi:10.12737/article_5c9201eb1c5f06.47425839. (rus).
22. Maleček Kamil, Szarková Dagmar. A method for creating ruled surfaces and its modifications. *KoG*, 2002. Vol. 6. No. 6. Pp. 59-66.
23. Vanin V.V., Shambina S.L., Virchenko G.I. Variant computer shell prototyping based on polyparameterization of middle surfaces // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2015. No. 6. Pp. 3-8. (rus).

Информация об авторах:

Мамиева Ираида Ахсарбеговна

Российский университет дружбы народов, г. Москва, Россия,
ассистент департамента строительства инженерной академии.
E-mail: i_mamieva@mail.ru

Карневич Валерий Вячеславович

Российский университет дружбы народов, г. Москва, Россия,
аспирант департамента строительства инженерной академии.
E-mail: valera.karnevich@gmail.com

Information about authors:

Mamieva Iraida A.

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia,
assistant of the department of Civil Engineering, Academy of Engineering.
E-mail: i_mamieva@mail.ru

Karnevich Valery V.

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russia,
PhD student of the department of Civil Engineering, Academy of Engineering.
E-mail: valera.karnevich@gmail.com

Д.А. МАРИНИНА¹¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СВАРНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКОВ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ НА ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЯХ

Аннотация. Анализ результатов исследований, представленных в научно-технической литературе, показал отсутствие данных о работе сварных вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков.

С целью определения технических параметров, необходимых для расчета и проектирования крупнопанельных зданий, были проведены экспериментальные исследования работы сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при действии растягивающих и сдвигающих усилий. Статическая нагрузка прикладывалась ступенями до разрушения опытных образцов. В ходе испытаний фиксировались перемещения в месте изгиба соединительных элементов опытных образцов. На основании полученных экспериментальных данных определены значения податливости соединительных элементов вертикального стыка на закладных деталях.

Вычислены и предложены поправочные коэффициенты для точного определения податливости соединительных элементов в виде прокатных и гнутых уголков вертикального стыка на закладных деталях. Выявлен различный характер деформирования и разрушения сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков с одинаковыми геометрическими размерами при действии на стыки растягивающих и сдвигающих усилий.

Ключевые слова: крупнопанельные здания, сварной вертикальный стык, испытание на сдвиг, испытание на растяжение, податливость, упругая стадия работы стыка, разрушающая нагрузка.

D.A. MARININA¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia

THE BEARING CAPACITY AND DEFORMABILITY OF WELDED VERTICAL JOINTS OF LARGE-PANEL BUILDINGS ON EMBEDDED PARTS

Abstract. Analysis of the research results presented in the scientific and technical literature showed the absence of data about the operation of welded vertical joints of large-panel buildings on embedded parts with connecting elements in the form of bent and rolled angle bars. In order to determine the technical parameters necessary for the calculation and design of large-panel buildings, experimental researches of the operation of welded vertical joints on embedded parts with connecting elements in the form of bent and rolled corners under the action of tensile and shear forces were carried out. The static load was applied in stages until the destruction of the prototypes. During the experimental researches, the displacements in the place of bending of the connecting elements of the prototypes were recorded. On the basis of the experimental data obtained, the values of compliance of the connecting elements of the vertical joint on embedded parts were determined. Correction coefficients for the correct definition the compliance of connecting elements in the form of rolled and bent angle bars of a vertical joint on embedded parts are calculated and proposed. A different nature of deformation and destruction of welded vertical joints on embedded parts with connecting elements in the form of rolled and bent angle bars with the same geometric dimensions under the action of tensile and shear forces on the joints is revealed.

Keywords: *large-panel buildings, welded vertical joint, shear test, tensile test, compliance, elastic stage of joint operation, breaking load.*

1. Введение

Крупнопанельные здания повышенной этажности со сварными вертикальными стыками на закладных деталях с соединительными элементами (накладками) в виде металлических уголков занимают значительную роль в современном жилищном строительстве.

В практике строительного производства в качестве соединительных элементов применяют как металлические гнутые, так и прокатные уголки. Наибольшее распространение получило конструктивное решение сварных вертикальных стыков с соединительными элементами в виде гнутых уголков, поскольку для таких накладок возможна коррекция их геометрии в построечных условиях, когда перпендикулярность сопряжения стеновых панелей здания обеспечивается с определенным допуском [1].

Стальные связи устраивают в двух уровнях, в основном: по верху опорной четверти под перекрытием и в нижней зоне панели.

Напряженно-деформированное состояние конструкций и стыков крупнопанельных зданий повышенной этажности существенно зависит от величины горизонтальных (ветровых) нагрузок.

С увеличением высоты здания неравномерность распределения горизонтальных (ветровых) нагрузок по участкам стен, различные упругие свойства материалов панелей и податливости связей приводят к взаимному смещению сопрягаемых стен вдоль вертикальных стыков и возникновению сдвигающих усилий в связях.

В вертикальных стыках так же возникают усилия растяжения или сжатия, которые появляются, в основном, вследствие неравномерных деформаций основания и климатических воздействий [2].

Несущие конструкции и их стыковые соединения должны выполнять свои функции в течение срока эксплуатации здания, поэтому на этапе проектирования выполняется оценка напряженно-деформированного состояния конструкций и стыков крупнопанельного здания в современных программно-вычислительных комплексах с учетом податливости связей, которые рекомендуется определять аналитически по действующим нормам [3, 4].

Теоретические методы определения коэффициентов податливости вертикальных стыков не являются достаточно достоверными, поскольку податливость стыка зависит от трудно оцениваемых факторов: деформации закладных и монтажных деталей, сварных швов между ними, деформации анкеров, бетона в зоне анкеровки и т.д.

Поэтому, наиболее достоверные значения податливости связей в вертикальных стыках могут быть получены на основании статистической обработки экспериментальных данных, т.к. такой метод учитывает одновременно все факторы.

В настоящее время, как в России, так и за рубежом, разрабатываются новые конструкции стыков крупнопанельных зданий, учитывающие опыт эксплуатации первых панельных зданий, кроме того, проводятся дополнительные исследования работы существующих конструктивных решений [5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12].

В работе [6] предложено конструктивное решение стыков вертикальных и горизонтальных несущих конструкций для домов повышенной этажности. По результатам экспериментального исследования было выявлено, что исчерпание несущей способности нового конструктивного решения стыка происходит вследствие разрушения основного сечения стеновой панели.

В [8] приведены результаты исследований традиционного вертикального стыка на закладных деталях, объединенных пластиной-накладкой с использованием сварных швов.

Практическая значимость этих исследований состоит в количественной оценке прочности и степени деформирования стыков, а также связи между этими параметрами. Кроме того, в ходе экспериментальных исследований устанавливались особенности деформирования стыков при их нагружении.

Результаты исследования податливости на сдвиг вертикальных соединений диафрагм жесткости при действии повторно прикладываемой нагрузки представлены в работе [13]. Н.М. Володин, Г.В. Кашеев испытывали образцы вертикальных стыков панелей на закладных деталях.

В результате испытаний, податливость верхних связей оказалась примерно в 1,5 раза больше податливости нижних связей. При расчете диафрагм принималось среднее арифметическое значение коэффициентов податливости: для верхних и нижних связей.

В работе [13] показано, что распространение, либо какая-либо экстраполяция экспериментально найденных значений податливости связей одной конструкции на связи другой конструкции может привести к грубым ошибкам.

В результате исследований, выполненных В.В. Данелем, И.Н. Кузьменко [14], и исследований, выполненных С.А. Зениным, Р.Ш. Шариповым и Кудиновым [15], были получены выводы об отсутствии достоверных формул жесткости (податливости) стыков панельных зданий различных конструктивных решений.

Анализ имеющихся результатов исследований работы вертикальных стыков, изложенных авторами в пособиях, статьях и справочниках, показал, что данные о работе сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде металлических гнутых и прокатных уголков в литературе отсутствуют.

Настоящее исследование направлено на изучение работы сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде металлических гнутых и прокатных уголков.

2. Экспериментальные исследования работы сварных вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков

2.1. Модели и методы

Проведены две группы испытаний: на растяжение и сдвиг.

Исследования проводились в лабораторных условиях с использованием опытных образцов:

I группа – испытания на растяжение: опытные образцы (соединительные элементы) с гнутыми уголками 75х50х5 мм, длиной 100 мм; с гнутыми уголками 75х50х6 мм, длиной 100 мм; с прокатными уголками 75х50х6 мм, длиной 100 мм (по 3 опытных образца каждого вида).

II группа – испытания на сдвиг: опытные образцы (соединительные элементы) с гнутыми уголками 75х50х5 мм, длиной 100 мм, с прокатными уголками 75х50х5 мм, длиной 100 мм (по 3 опытных образца каждого вида).

Всего было испытано 15 опытных образцов.

Опытные образцы представляли собой соединения металлических гнутых, либо прокатных уголков с закладными деталями (пластинами) и металлической оснастки, моделирующей работу вертикального стыка при растяжении, либо сдвиге.

Сварные швы непрерывные высокоточные (электроды Э50, швы – П-образные, способ сварки - РД) выполнены сварщиком 5 разряда.

Сталь уголков – С245 ГОСТ 8509-93.

Схема оснастки для испытания образцов I группы показана на рисунке 1.

Схема оснастки для испытания образцов II группы показана на рисунке 2.

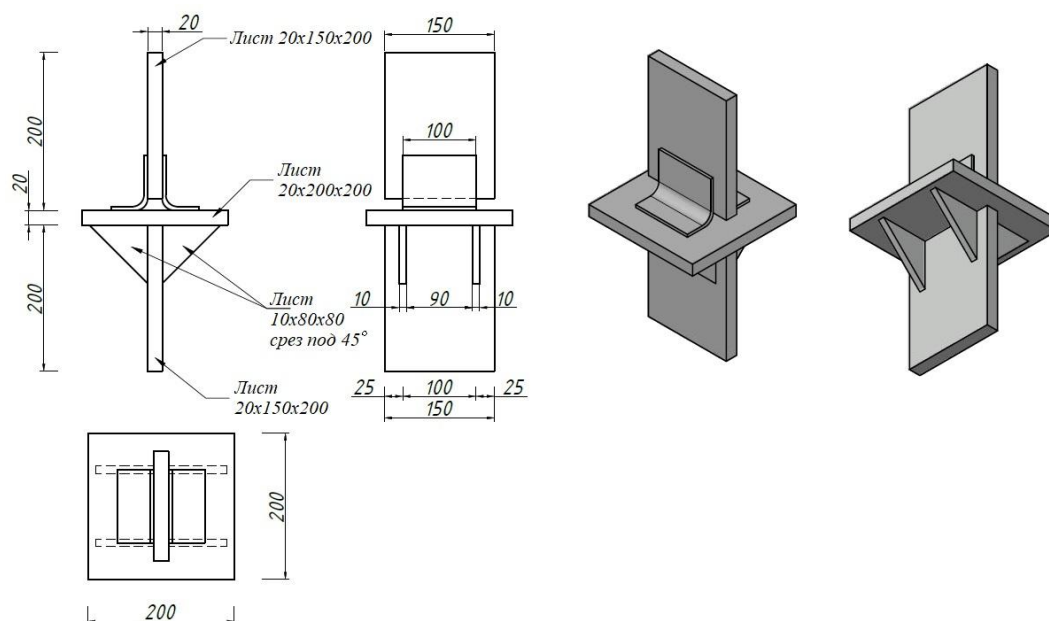


Рисунок 1 - Конструктивные параметры оснастки для испытания стальных элементов (гнутые и прокатные уголки) на растяжение

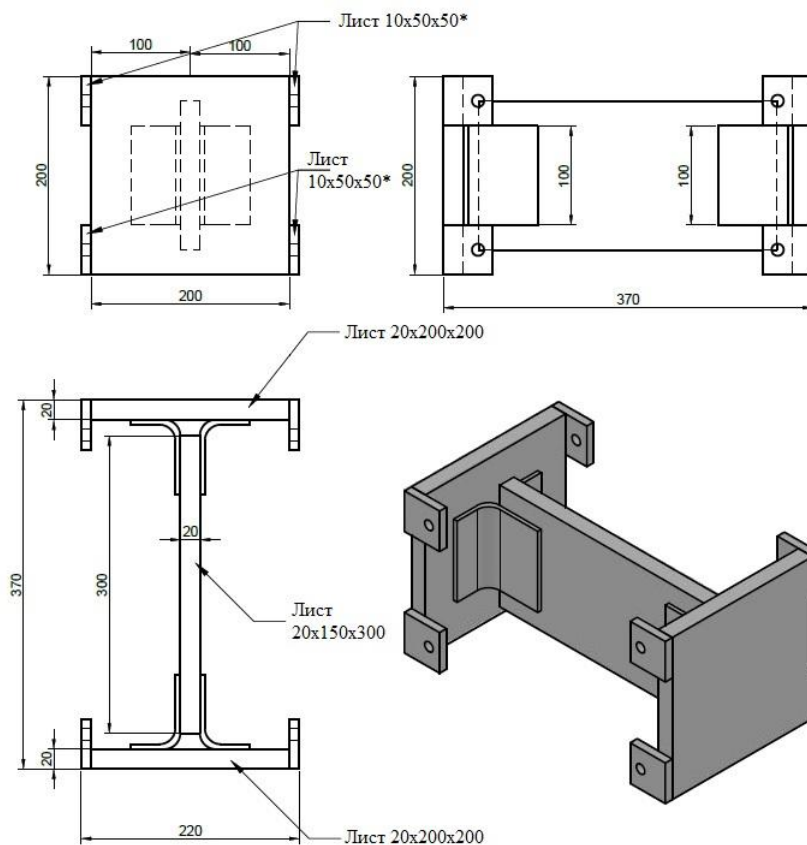


Рисунок 2 - Конструктивные параметры оснастки для испытания стальных элементов (гнутые и прокатные уголки) на сдвиг

I группу испытаний опытных образцов проводили в напорной серво-гидравлической машине Instron 8802 (рисунок 3 а), создававшей растягивающие усилия в стыках.

Опытные образцы во II группе испытаний подвергались воздействию сжимающей нагрузки, которая передавалась с пресса универсальной испытательной машины Instron 1000 HDX (рисунок 3 б) на стальную балку. Посредством стальной балки сжимающая нагрузка

перераспределялась на опытный образец, вследствие чего в стыке возникали сдвигающие усилия.

Испытания образцов проводились статической нагрузкой до момента разрушения.



Рисунок 3 - Машины для испытаний: Instron 8802 (а), Instron 1000 HDX (б)

Нагружали образцы ступенями, увеличивая нагрузку через равные промежутки времени на постоянную величину, с выдержками для записи показаний индикаторов перемещений.

Опытные образцы I группы нагружали этапами по 3 кН, 5 кН, 10 кН, а именно: первый опытный образец из I группы с размерами 75x50x5 мм нагружался этапами по 10 кН, второй опытный образец из I группы с размерами 75x50x5 мм нагружался этапами по 5 кН, остальные опытные образцы из I группы нагружались по 3 кН. Опытные образцы II группы нагружали этапами по 30 кН с полной разгрузкой.

Перед началом экспериментальных исследований опытных образцов, были испытаны металлические уголки для определения основных характеристик стали.

С целью фиксации характера возникающих под нагрузкой деформаций опытных образцов на каждом этапе испытаний проводился визуальный осмотр.

Кроме того, замеряли усилия, соответствующие появлению первых деформаций в металлических уголках и сварных швах, пластических деформаций, а также разрушающие усилия.

Для измерения перемещений использовались цифровые индикаторы фирмы Micron типа ИЦ-50-0,01 с диапазоном измерения 0-50 мм и ценой деления $c = 0,01$ мм.

Цифровые индикаторы перемещений были установлены на опытные образцы таким образом, чтобы фиксировать перемещения в зоне изгиба уголков, согласно схемам на рисунке 4.

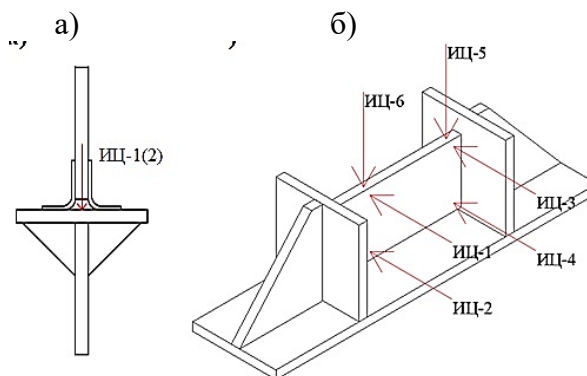


Рисунок 4 - Схема расположения цифровых индикаторов перемещения: при испытании на растяжение (а), при испытании на сдвиг (б)

2.2. Результаты испытаний и их анализ

Анализ результатов, полученных в ходе экспериментальных исследований, включал в себя определение основных параметров вертикальных стыков, необходимых для оценки их

несущей способности, а так же выявление показателей, характеризующих особенности работы опытных образцов в каждой серии испытаний.

Основанием для определения значений податливости опытных образцов послужили графики «нагрузка-перемещение» опытных образцов при растяжении и сдвиге. При построении графиков «нагрузка-перемещение» учитывались средние значения перемещений, полученные по индикаторам часового типа.

На рисунке 5 приведены графики «нагрузка-перемещение» опытных образцов с близкими по характеристикам накладками: прокатными и гнутыми уголками с размерами 75x50x6 мм, полученные на основании результатов испытаний на растяжение.

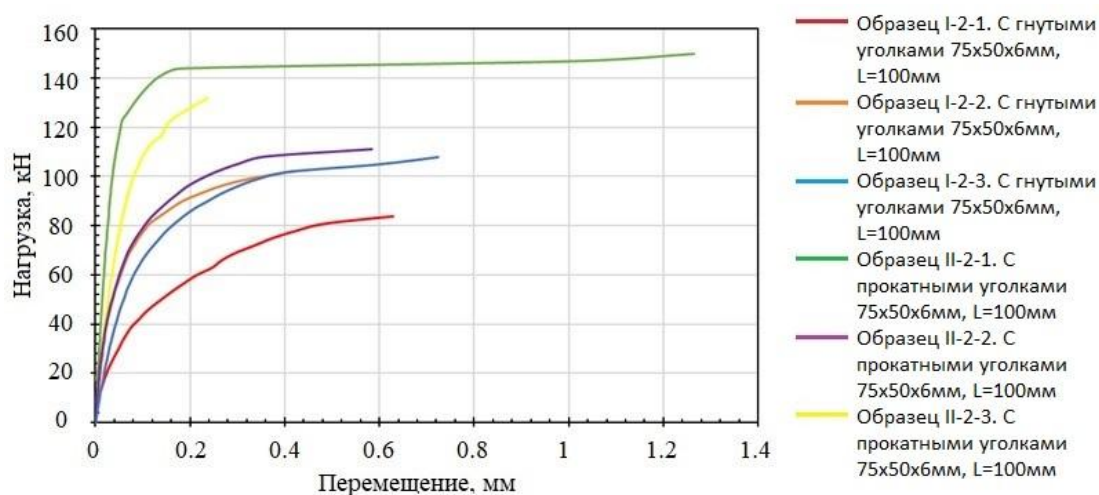


Рисунок 5 – Зависимости перемещения опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75x50x6 мм от растягивающей нагрузки

В соответствии с графиками «нагрузка-перемещение» (рисунок 5), при испытании на растяжение, предел прочности опытных образцов II-2-1, II-2-2, II-2-3 с прокатными уголками 75x50x6 мм достигнут при более высоких нагрузках, по сравнению с опытными образцами I-2-1, I-2-2, I-2-3 с гнутыми уголками аналогичных размеров (в среднем в 1.33 раза). Рост остаточных деформаций для опытных образцов с прокатными уголками 75x50x6 мм так же зафиксирован при более высоких нагрузках (в среднем в 1.25 раза), которые составили 90 кН, 66 кН, 81 кН.

При испытании на растяжение, опытные образцы I-2-1 и I-2-3 с гнутыми уголками 75x50x6 мм разрушены при нагрузках 86.9 кН и 110.9 кН в результате достижения предела прочности сварных швов. Наблюдалось возникновение текучести соединительных элементов в зоне изгиба гнутых уголков, рост пластических деформаций зафиксирован при нагрузке 60 кН.

Опытный образец I-2-2 с гнутыми уголками 75x50x6 разрушен при нагрузке 104.5 кН, вследствие достижения напряжениями предела текучести в зоне изгиба уголка. Увеличение пластических деформаций в соединительном элементе опытного образца I-2-2 произошло при растягивающей нагрузке 69 кН.

Разрушение опытных образцов с прокатными уголками произошло по сварным швам для двух опытных образцов II-2-2, II-2-3 при нагрузках соответственно 114.0 кН и 138.9 кН, опытный образец II-2-2 разрушен при нагрузке 151.2 кН в результате роста напряжений в сварном шве и последующем разрыве сварного шва и металла соединительного элемента. Деформации в зоне изгиба прокатных уголков при растяжении отсутствуют.

На рисунке 6 представлены графики «нагрузка-перемещение», полученные при испытании опытных образцов с гнутыми уголками меньшей толщины, с размерами 75x50x5 мм на растяжение.

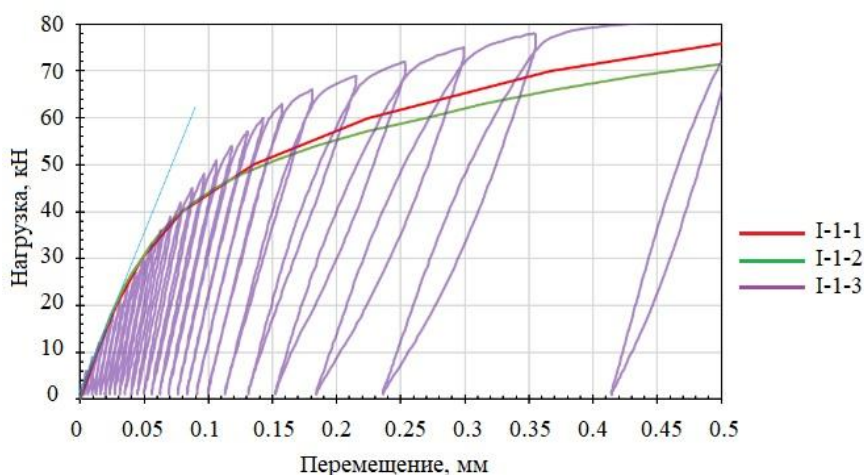


Рисунок 6 – Зависимости перемещения опытных образцов с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм от растягивающей нагрузки

Опытные образцы I-1-1, I-1-2, I-1-3 с гнутыми уголками с размерами 75x50x5 мм, при испытании на растяжение достигли предела прочности при нагрузках соответственно 99.9 кН, 96.1 кН, 85.0 кН. Переход из упругой стадии работы в пластическую произошел при нагрузке 36.02 кН, что в среднем в 1.74 раза меньше нагрузки, соответствующей пределу упругости опытных образцов с гнутыми уголками 75x50x6 мм. Опытные образцы были разрушены вследствие достижения металлом в зонегиба предела текучести и последующего разрыва гнутых уголков по всей длинегиба. Также наблюдалось хрупкое разрушение участков сварного шва.

Общий вид опытных образцов после испытаний на растяжение представлен на рисунке 7.

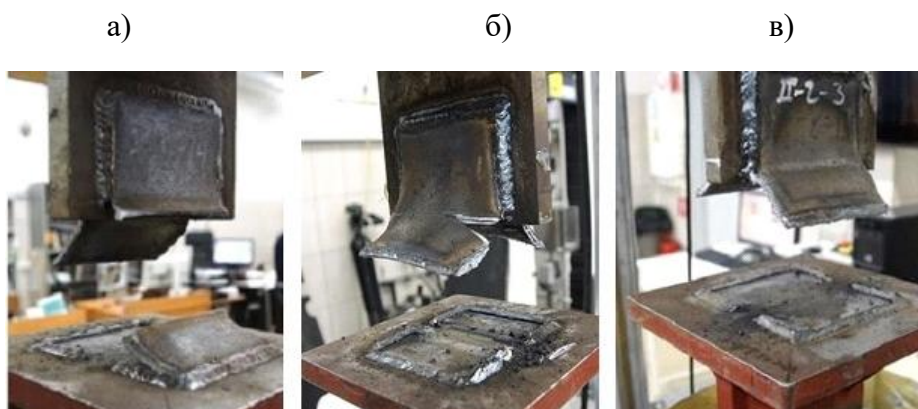


Рисунок 7 – Общий вид опытных образцов после испытаний на растяжение: с гнутыми уголками 75x50x5мм (а); с гнутыми уголками 75x50x6мм (б); с прокатными уголками 75x50x6мм (в)

Ниже приведены результаты испытания опытных образцов на сдвиг.

На рисунке 8 показаны графики «нагрузка-перемещение» опытных образцов, которые были испытаны на сдвиг.

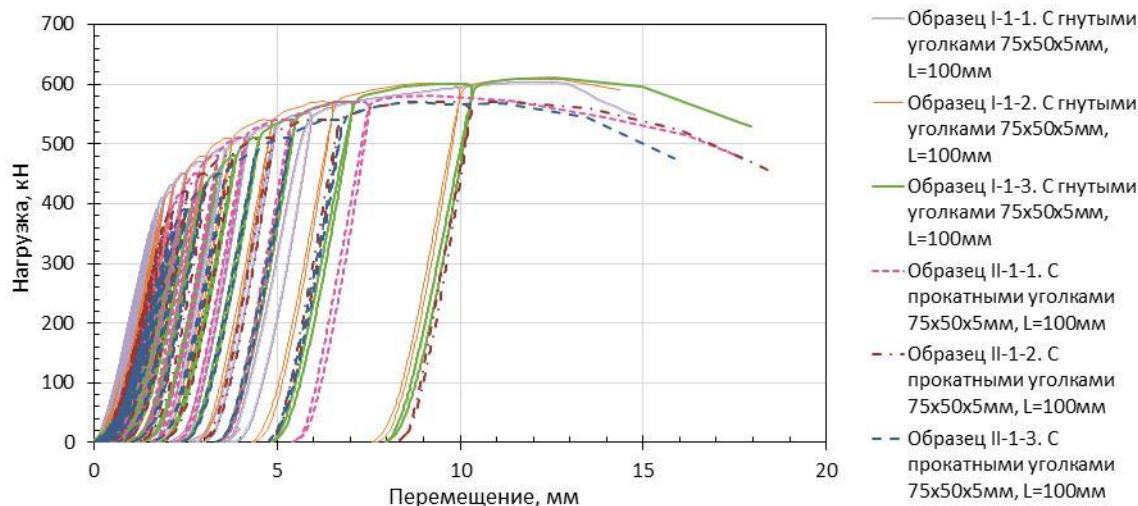


Рисунок 8 – Зависимости перемещения опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками с размерами 75х50х5 мм от сдвигающей нагрузки

В результате испытаний на сдвиг, все опытные образцы II-1-1, II-1-2, II-1-3 с прокатными уголками 75х50х5 мм разрушены при более низких нагрузках (581.7 кН, 571.2 кН, 569.6 кН), по сравнению с опытными образцами I-1-1, I-1-2, I-1-3 с гнутыми уголками (602.9 кН, 608.0 кН, 610.4 кН) аналогичных размеров.

Характер деформирования опытных образцов с прокатными уголками и с гнутыми уголками при сдвиге существенно различен.

В опытных образцах II-1-1, II-1-2, II-1-3 с прокатными уголками, при нагрузке 360 кН, по причине перераспределения напряжений, происходит рост напряжений в сварных швах с последующим достижением предела прочности нижних сварных швов и разрывом полки уголка от нижней грани под 45° к направлению сдвигающей силы, при отсутствии деформаций в зоне изгиба прокатного уголка (рисунок 9 б).

В опытных образцах I-1-1, I-1-2, I-1-3 с гнутыми уголками, при увеличении вертикальной сдвигающей нагрузки соответственно до 406.5 кН, 450.1 кН, и 475.8 кН, в зоне изгиба гнутых уголков возникают пластические деформации, которые увеличиваются до разрушения опытных образцов при нагрузках 602.9 кН, 608 кН, 610.4 кН (рисунок 9 а).

Общий вид опытных образцов после испытаний на сдвиг представлен на рисунке 9.

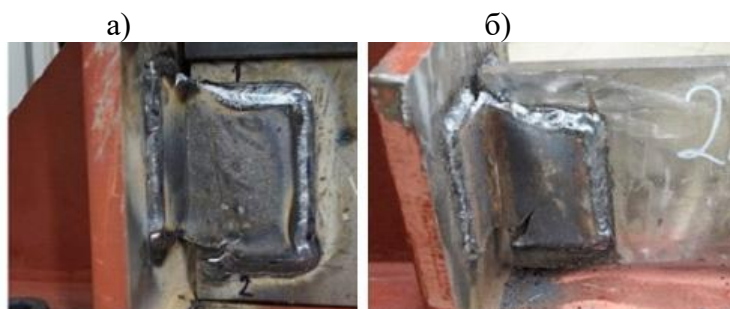


Рисунок 9 – Общий вид опытных образцов после испытаний на сдвиг: с гнутыми уголками 75х50х5мм (а); с прокатными уголками 75х50х5мм (б)

В зоне изгиба прокатных уголков имеется утолщение, поэтому прокатные уголки более прочные, по сравнению с гнутыми уголками (рисунок 10).

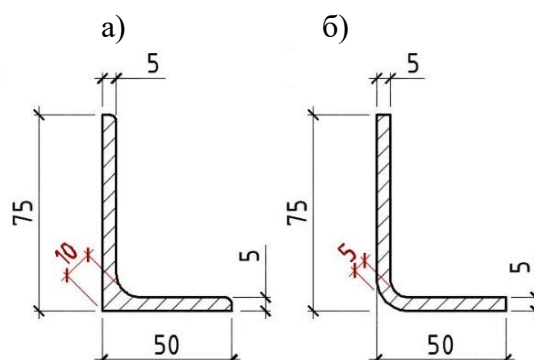


Рисунок 10 – Прокатный уголок (а), гнутый уголок (б)

Однако, результаты испытаний на сдвиг показали, что гнутые уголки способны находиться в пластично-деформированном состоянии и при этом сохранять целостность всего соединения, предотвращая стремительное разрушение сварных швов.

Характер разрушения опытных образцов зависел от вида металлического уголка (гнутой или прокатной) и вида нагружения (растяжение, либо сдвиг).

В ходе эксперимента для всех опытных образцов на диаграммах «Нагрузка-перемещение» выделены характерные стадии работы, и построены графики с соответствующими участками: упругое деформирование в зонегиба уголка и в сварном шве (ОВ), рост пластических деформаций в зоне сварного шва (BC), появление трещин в сварном шве (CD), рост трещин в сварном шве (DE), разрушение опытного образца по сварным швам и разрыв уголка (E).

Для примера, на рисунке 11 показан график с обозначением характерных стадий работы опытного образца с гнутыми уголками 75x50x5 мм, испытанного на растяжение.

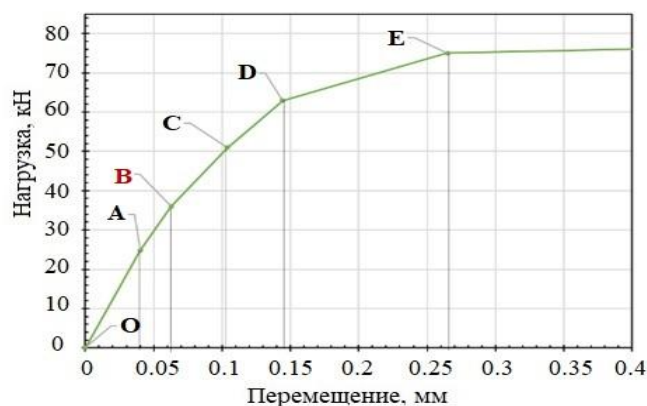


Рисунок 11 - Характерные точки графика «Нагрузка – перемещение» опытного образца с гнутыми уголками 75x50x5 мм при испытании на растяжение

В результате экспериментальных исследований опытных образцов при растяжении и сдвиге, выделены две стадии работы сварного вертикального стыка на закладных деталях с соединительным элементом в виде гнутого и прокатного уголков, что соответствует результатам других исследований вертикальных стыков [16-18].

На первом этапе, незначительные перемещения, фиксируемые в опытном образце, исчезают при снятии нагрузки, т.е. вертикальный стык работает упруго.

Второй этап соответствует пластическому деформированию вертикального стыка и характеризуется ростом деформаций в зоне сварного шва и металле уголка.

Переход опытного образца из упругой стадии работы в стадию пластического деформирования соответствует точке В на графике рисунка 11.

Податливость, найденная из расчета по нагрузке и абсолютным перемещениям, соответствующим точке В, является расчетной.

Точка А характеризуется пределом пропорциональности. До точки А действует закон Гука, т.е. деформации пропорциональны прикладываемому напряжению. При напряжениях, находящихся в диапазоне от предела пропорциональности в точке А до предела упругости в точке В, величина деформаций не пропорциональна прикладываемому напряжению, но после снятия напряжений деформации исчезают. За пределом упругости в точке В сохраняется остаточная деформация.

В соответствии с графиками зависимости «нагрузка-перемещение» были определены значения начальных и расчетных коэффициентов податливости. Найдены значения коэффициентов податливости при разрушающей нагрузке.

Полученные средние значения для опытных образцов, испытанных в каждой серии при растяжении и сдвиге, указаны в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты испытаний опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками

Конструкция стыка и вид нагружения	Несущая способность стыка, кН	Коэффициент податливости $\times 10^{-6}$ мм/Н		
		начальный $\lambda_{нач}$	расчетный $\lambda_{расч}$	при разрушении $\lambda_{раз}$
Вертикальный стык с гнутыми уголками 75х50х5 мм длиной 100 мм при растяжении при сдвиге	85,0 607,1	1,61 1,61	1,75 2,52	3,53 12,1
Вертикальный стык с прокатными уголками 75х50х5 мм длиной 100 мм при сдвиге	574,16	2,61	1,69	8,5
Вертикальный стык с гнутыми уголками 75х50х6 мм длиной 100 мм при растяжении	100,8	1,21	1,99	5,0
Вертикальный стык с прокатными уголками 75х50х6 мм длиной 100 мм при растяжении	134,7	0,44	0,66	1,89

С целью анализа изменения податливости сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при растяжении и сдвиге на всех стадиях работы стыков до разрушения были построены графики «Податливость-относительная нагрузка», представленные на рисунке 12. Данные диаграмм получены для средних значений податливости опытных образцов в каждой серии.

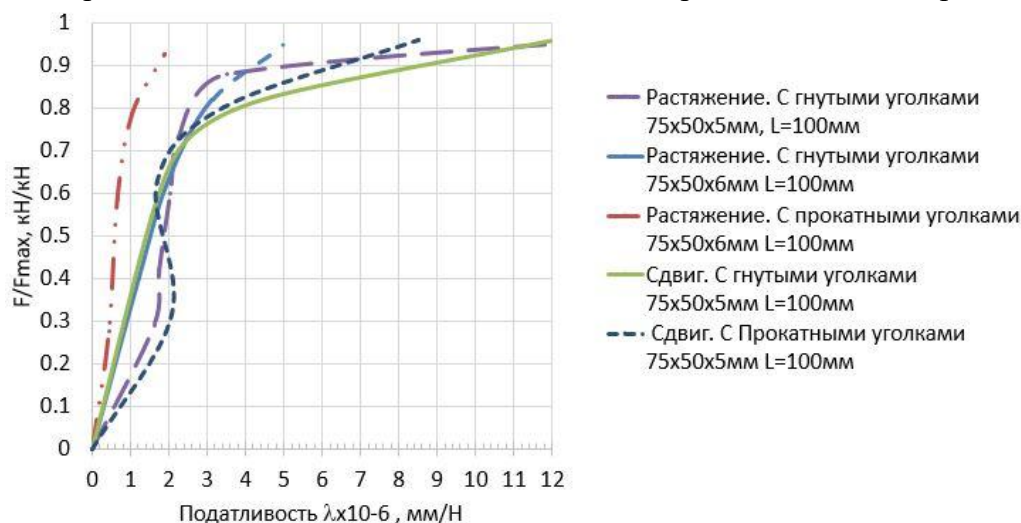


Рисунок 12 – Зависимости податливости опытных образцов от относительной нагрузки

В соответствии с графиками «Податливость-относительная нагрузка», изображенными на рисунке 12, с увеличением значения относительной нагрузки податливость опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками при растяжении, а так же опытных образцов с гнутыми уголками при сдвиге - увеличивалась. Характер изменения податливости опытных образцов с прокатными уголками при сдвиге - неравномерный с увеличением нагрузки для всех образцов в серии. В стадии упругого деформирования до нагрузки $0.6 F_{разр.}$ податливость увеличивается линейно до предела пропорциональности при нагрузке $0.3 F_{разр.}$, при нагрузках от $0.3 F_{разр.}$ до $0.6 F_{разр.}$ значения податливости уменьшаются. С началом появления пластических деформаций в сварных швах при нагрузке $0.6 F_{разр.}$ и до разрушения податливость возрастает.

Ниже представлены результаты сравнительного анализа значений расчетных податливостей.

Величина расчетной податливости при растяжении опытных образцов с гнутыми уголками 75х50х6 мм больше величины расчетной податливости опытных образцов с прокатными уголками 75х50х6 мм в 3.015 раза.

Значение расчетной податливости при сдвиге опытных образцов с гнутыми уголками 75х50х5 мм больше расчетной податливости опытных образцов с прокатными уголками 75х50х5 мм в 1.49 раз.

Расчетная податливость при сдвиге опытных образцов с гнутыми уголками 75х50х5 мм превышает значение расчетной податливости при растяжении опытных образцов с гнутыми уголками 75х50х5 мм в 1.44 раза.

На рисунке 13 показаны гистограммы значений расчетных податливостей для опытных образцов с гнутыми и прокатными уголками при растяжении и сдвиге.

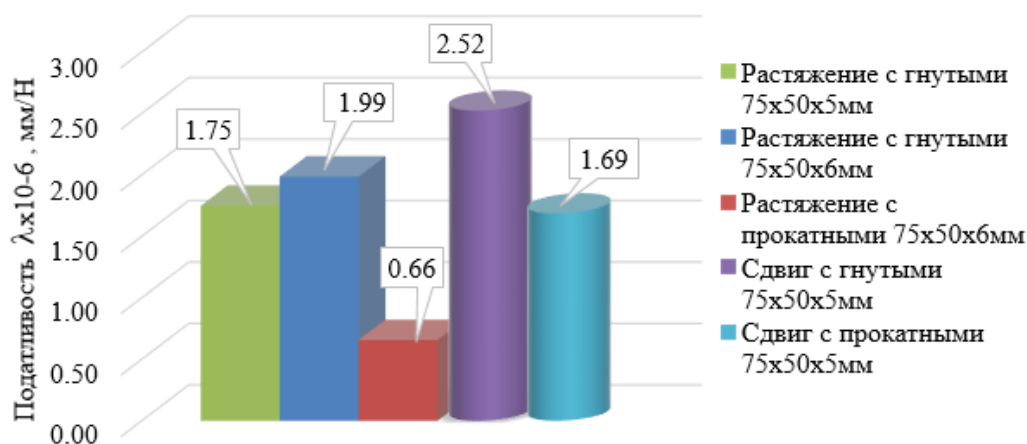


Рисунок 13 – Сравнительный анализ значений податливости

2.3. Поправочные коэффициенты к аналитическому расчету податливости

Ниже приведен расчет поправочных коэффициентов, которые вводятся к уровню податливости соединительных элементов в виде стандартного прокатного уголка при растяжении и сдвиге и формируют повышенную податливость соединения в вертикальном стыке при применении гнутых уголков вместо прокатных.

Применение данных коэффициентов позволяет выполнить общий расчет крупнопанельного здания со сварными вертикальными стыками на закладных деталях с гнутыми уголками.

Коэффициенты рассчитаны как отношение расчетных значений податливостей опытных образцов с близкими по характеристикам накладками: гнутыми и прокатными уголками.

При растяжении

$$k_{\text{раст.}} = \frac{\lambda_{\text{раст.гн.}}}{\lambda_{\text{раст.пр.}}} = \frac{1.99 \cdot 10^{-6} \text{ мм / Н}}{0.66 \cdot 10^{-6} \text{ мм / Н}} = 3.02$$

где $\lambda_{\text{раст.гн.}}$ - расчетная податливость соединительных элементов вертикального стыка с гнутым уголком 75x50x6 мм, L=100 мм при растяжении;

$\lambda_{\text{раст.пр.}}$ - расчетная податливость соединительных элементов вертикального стыка с прокатным уголком 75x50x6 мм, L=100 мм при растяжении.

При сдвиге

$$k_{\text{сдвиг}} = \frac{\lambda_{\text{сдвиг.гн.}}}{\lambda_{\text{сдвиг.пр.}}} = \frac{2.52 \cdot 10^{-6} \text{ мм / Н}}{1.69 \cdot 10^{-6} \text{ мм / Н}} = 1.49$$

где $\lambda_{\text{сдвиг.гн.}}$ - расчетная податливость соединительных элементов вертикального стыка с гнутым уголком 75x50x5 мм, L=100 мм при сдвиге;

$\lambda_{\text{сдвиг.пр.}}$ - расчетная податливость соединительных элементов вертикального стыка с прокатным уголком 75x50x5 мм, L=100 мм при сдвиге.

3. Выводы

1. Определены характер разрушения и параметры сварных вертикальных стыков на закладных деталях с соединительными элементами в виде гнутых и прокатных уголков при растяжении и сдвиге, необходимые для расчета и проектирования крупнопанельных зданий.

2. Выявлено, что характер разрушения опытных образцов зависит от вида металлического уголка (гнутый или прокатный) и вида нагружения (растяжение, либо сдвиг).

3. Определено, что при растяжении опытные образцы с прокатными уголками разрушаются при более высоких нагрузках, по сравнению с опытными образцами с гнутыми уголками.

4. При воздействии сдвигающей нагрузки, гнутые уголки способны находиться в пластично-деформированном состоянии, и при этом сохранять целостность всего соединения, предотвращая стремительное разрушение сварных швов. Соединения с гнутыми уголками разрушаются при более высоких значениях сдвигающей нагрузки, по сравнению с соединениями с прокатными уголками.

5. Приведены графики «нагрузка-перемещение» опытных образцов при растяжении и сдвиге, которые послужили основанием для определения значений податливости опытных образцов, а также для построения сопоставительных графиков и гистограмм по податливостям.

6. Найдены экспериментальные значения податливости соединительных элементов вертикального стыка на закладных деталях в виде гнутых и прокатных уголков для всех стадий работы стыков, проанализированы графики зависимости значений податливости от относительной нагрузки.

7. Выполнен сравнительный анализ расчетных значений податливости для соединительных элементов вертикального стыка на закладных деталях в виде гнутых и прокатных уголков при растягивающей и сдвигающей нагрузке, соответствующей переходу стыка из упругой стадии работы в стадию пластического деформирования.

8. Вычислены и предложены поправочные коэффициенты для сопоставления податливости соединительных элементов в виде прокатных и гнутых уголков вертикального стыка на закладных деталях.

Применение данных коэффициентов позволяет выполнить общий расчет крупнопанельного здания со сварными вертикальными стыками на закладных деталях с гнутыми уголками.

9. Дальнейшие исследования могут быть направлены на изучение напряженно-деформированного состояния крупнопанельных зданий повышенной этажности с полученными экспериментальными значениями податливости соединительных элементов вертикальных стыков при различных ветровых воздействиях.

Работа выполнена при поддержке Министерства науки и высшего образования Российской Федерации (соглашение № 075-15-2021-686). Испытания проведены на оборудовании Головного регионального центра коллективного пользования научным оборудованием и установками Национального исследовательского Московского государственного строительного университета.

Благодарность

Автор выражает благодарность профессору, д.т.н. Кабанцеву О.В. за научное консультирование, а также коллективу экспертно-диагностической испытательной лаборатории строительных конструкций Научно-Исследовательского Института Экспериментальной Механики (НИИЭМ) НИУ МГСУ за участие в подготовке опытных образцов и проведении экспериментальных исследований.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Малахова А.Н., Маринина Д.А. Податливость вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях // *Строительство и реконструкция*. 2019. № 6 (86). С. 10-16.
2. Горачек Е., Лишак В.И., Пуме Д., Драгилов И.И., Камейко В.А., Морозов Н.В., Цимблер В.Г. Прочность и жесткость стыковых соединений крупнопанельных конструкций. Опыт СССР. Москва: Стройиздат, 1980. 191 с.
3. СП 335.1325800.2017. Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования.
4. Пособие по проектированию жилых зданий Вып. 3 Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85).
5. Миронова Ю.В., Абдрахимова Н.С., Халиуллин А.Р. Повышение сопротивляемости несущей системы бескаркасного здания с бессварными вертикальными стыками прогрессирующему разрушению // *Известия казанского государственного архитектурно-строительного университета*. 2016. № 4 (38). С. 229-235.
6. Митасов В.М., Пантелеев Н.Н. Экспериментальные исследования новой конструкции стыка стеновых панелей с перекрытием в крупнопанельных зданиях // *Известия высших учебных заведений. Строительство*. 2014. № 12(672). С. 5-12.
7. Николаев С.В. Крупнопанельное домостроение – общие вопросы // *Жилищное строительство*. 2012. № 4. С. 4-24.
8. Чистяков Е.А., Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В. Учет податливости стыковых соединений дискретного типа в расчетах конструктивных систем крупнопанельных зданий – *Academia // Архитектура и строительство*. 2017. № 2. С.123-127.
9. Li H., Shi G. Material Modeling of Concrete for the Numerical Simulation of Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Impacting Loading // *Engineering Materials and Technology, Transactions of the ASME*. 2017. № 139. Pp. 351-366.
10. Yuniarsya E., Kono S., Tani M., Taleb R., Watanabe H., Obara T., Mukai T. Experimental study of lightly reinforced concrete walls upgraded with various schemes under seismic loading // *Engineering Structures*. 2017. № 138. С. 131-145.
11. Malakhova A.N., Davletbaeva D.A. The consideration of compliance of structural joints in calculation of large panel buildings // XXII International Scientific Conference "Construction the Formation of Living Environment" (FORM-2019), Tashkent, Uzbekistan. E3S Web of Conferences 97, 04010 (2019), Volume 97. doi:<https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704010>.
12. Malakhova A.N., Davletbaeva D.A. The consideration of complince of structural joints in the numerical calculation of large-panel buildings // *Journal of Physics: Conference Series*. 2019 J. Phys.: Conf. Ser. 1425 012081. doi:<https://doi.org/10.1088/1742-6596/1425/1/012081>
13. Володин Н.М., Кашеев Г.В. Определение податливости на сдвиг соединений между сборными элементами каркасно-панельных зданий // *Исследования конструкций крупнопанельных зданий*. Москва: Стройиздат, 1981. С. 71-80.

14. Данель В.В., Кузьменко И.Н. Жесткости стыков крупнопанельных зданий: анализ формул, рекомендации по их уточнению и использованию в конечноэлементных моделях // Актуальные проблемы исследований по теории сооружений. Сборник научных статей. Часть 2. Москва: ЦНИИСК им. Кучеренко, 2009. С. 261 - 273.
15. Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В. Анализ существующих методов оценки податливости связей крупнопанельных зданий // Бетон и железобетон. 2016. № 3. С. 27-29.
16. Дербенцев И.С., Тарасов М.В., Карякин А.А. Натурные испытания вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями на сдвиг // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». Т 21. № 3. С. 13-22.
17. Ahilan R., Anandhi S., Govindharajan V. Experimental investigation of vertical connections in precast wall panel under shear load // Int. J. Sci. Technol. Eng. 2016. V. 2. № 12. Pp. 217–222.
18. Biswal A. Prasad A.M., Sengupta A.K. Study of shear behavior of grouted vertical joints between precast concrete wall panels under direct shear loading // Struct. Concr. 2019. V. 20. № 2. P. 564–582.

REFERENCES

1. Malakhova A.N., Marinina D.A. Podatlivost' vertikal'nykh stykov krupnpanel'nykh zdaniy na zakladnykh detaliakh [The compliance of vertical joints of large-panel buildings made on embedded parts] // Stroitel'stvo i rekonstruktsiia. 2019. No. 6 (86). Pp. 10-16. (rus)
2. Gorachek E., Lishak V.I., Pume D., Dragilov I.I., Kameiko V.A., Morozov N.V., TSimbler V.G. Prochnost' i zhestkost' stykovykh soedinenii krupnpanel'nykh konstruktсий. Opyt SSSR [Strength and rigidity of butt joints of large-panel structures. USSR experience.]. Moskva: Stroizdat, 1980. 191 p. (rus)
3. SP 335.1325800.2017. Krupnpanel'nye konstruktivnye sistemy. Pravila proektirovaniia [Large-panel structural systems]. (rus)
4. Posobie po proektirovaniu zhilykh zdaniy Vyp. 3 Konstruktsii zhilykh zdaniy (k SNiP 2.08.01-85) [Manual for the design of residential buildings Vol. 3 Structures of residential buildings]. (rus)
5. Mironova I.U.V., Abdrakhimova N.S., KHaliullin A.R. Povyshenie soprotivliaemosti nesushchei sistemy beskarkasnogo zdaniia s bessvarnymi vertikal'nymi stykami progressiruiushchemu razrusheniiu [Improving the resistance of the supporting system of a frameless building with non-welded vertical joints to progressive destruction] // Izvestiia kazanskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta. 2016. No. 4 (38). Pp. 229-235. (rus)
6. Mitasov V.M., Pantelev N.N. Eksperimental'nye issledovaniia novoi konstruktsii styka stenovykh panelei s perekrytiem v krupnpanel'nykh zdaniiax [Experimental studies of a new design of the joint between wall panels and ceilings in large-panel buildings] // Izvestiia vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo. 2014. No. 12(672). Pp. 5-12. (rus)
7. Nikolaev S.V. Krupnpanel'noe domostroenie – obshchie voprosy [Large-panel housing construction - general issues] // Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2012. No. 4. Pp. 4-24. (rus)
8. CHistiakov E.A., Zenin S.A., SHaripov R.SH., Kudinov O.V. Uchet podatlivosti stykovykh soedinenii diskretnogo tipa v raschetakh konstruktivnykh sistem krupnpanel'nykh zdaniy – Academia [Accounting for the flexibility of butt joints of a discrete type in the calculations of structural systems of large-panel buildings] // Arkhitektura i stroitel'stvo. 2017. No. 2. Pp. 123-127. (rus)
9. Li H., Shi G. Material Modeling of Concrete for the Numerical Simulation of Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Impacting Loading // Engineering Materials and Technology, Transactions of the ASME. 2017. No. 139. Pp. 351-366.
10. Yuniarsya E., Kono S., Tani M., Taleb R., Watanabe H., Obara T., Mukai T. Experimental study of lightly reinforced concrete walls upgraded with various schemes under seismic loading // Engineering Structures. 2017. No. 138. Pp. 131-145.
11. Malakhova A.N., Davletbaeva D.A. The consideration of compliance of structural joints in calculation of large panel buildings // XXII International Scientific Conference "Construction the Formation of Living Environment" (FORM-2019), Tashkent, Uzbekistan. E3S Web of Conferences 97, 04010 (2019), Vol. 97. doi:https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704010.
12. Malakhova A.N., Davletbaeva D.A. The consideration of complince of structural joints in the numerical calculation of large-panel buildings // Journal of Physics: Conference Series. 2019 J. Phys.: Conf. Ser. 1425 012081. doi:https://doi.org/10.1088/1742-6596/1425/1/012081/
13. Volodin N.M., Kashcheev G.V. Opredelenie podatlivosti na sdvig soedinenii mezhdu sbornymi elementami karkasno-panel'nykh zdaniy [Determination of compliance with shear joints between prefabricated elements of frame-panel buildings] // Issledovaniia konstruktсий krupnpanel'nykh zdaniy. Moskva: Stroizdat, 1981. Pp. 71-80. (rus)
14. Danel' V.V., Kuz'menko I.N. Zhestkosti stykov krupnpanel'nykh zdaniy: analiz formul, rekomendatsii po ikh utocnieniu i ispol'zovaniu v konechnoelementnykh modeliakh [Joint stiffness of large-panel buildings: analysis of formulas, recommendations for their refinement and use in finite element models] // Aktual'nye problemy issledovaniy po teorii sooruzhenii. Sbornik nauchnykh statei. CHast' 2. Moskva: TSNIISK im. Kucherenko, 2009. Pp. 261 - 273. (rus)

15. Zenin S.A., SHaripov R.SH., Kudinov O.V. Analiz sushchestvuiushchikh metodov otsenki podatlivosti svyazei krupnopanel'nykh zdaniy [Analysis of existing methods for assessing the compliance of connections of large-panel buildings] // Beton i zhelezobeton. 2016. No. 3. Pp. 27-29. (rus)
16. Derbentsev I.S., Tarasov M.V., Kariakin A.A. Naturnye ispytaniia vertikal'nykh shponochnykh stykov zhelezobetonnykh stenovykh panelei s petlevymi gibkimi svyaziami na sdvig [Field tests of vertical keyed joints of reinforced concrete wall panels with flexible loop ties for shear] // Vestnik IUUrGU. Seriya «Stroitel'stvo i arkhitektura». T. 21. No. 3. Pp. 13-22. (rus)
17. Ahilan R., Anandhi S., Govindharajan V. Experimental investigation of vertical connections in precast wall panel under shear load // Int. J. Sci. Technol. Eng. 2016. V. 2. No. 12. Pp. 217–222.
18. Biswal A. Prasad A.M., Sengupta A.K. Study of shear behavior of grouted vertical joints between precast concrete wall panels under direct shear loading // Struct. Concr. 2019. V. 20. No. 2. Pp. 564–582.

Информация об авторе:

Маринина Дарья Александровна

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

Information about author:

Marinina Daria Al.

National Research Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow, Russia,
postgraduate student of the department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: davletbaevadasha@mail.ru

В.В. НАДОЛЬСКИЙ^{1,2}¹УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь²Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь

ПАРАМЕТРЫ ЧИСЛЕННЫХ МОДЕЛЕЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Аннотация. Использование численных моделей для анализа поведения стальных элементов обладает неоспоримыми плюсами и открывает ряд перспективных направлений для исследования сложных или новых конструктивных решений. Развитие вычислительной техники и программных комплексов даёт этому направлению новый этап развития – применение численных моделей в повседневном проектировании. Для более широкого использования численных моделей и обеспечения сопоставимости результатов важно выработать универсальные принципы построения численных моделей с последующей регламентацией в нормативных документах. В рамках данного исследования сделан акцент на применении численных моделей наравне с классическими (формульными) моделями, и в первую очередь для этого выполнен обзор и систематизация наиболее важных параметров численных моделей несущей способности. Представлены указания по назначению свойств материалов, типа конечного элемента, качества сетки, величины и формы несовершенств применительно к стальным конструкциям. Полученные результаты представляют интерес для дальнейших исследований по унификации требований к параметрам численных моделей и их верификации на основании экспериментальных данных с вычислением статистических характеристик неопределённости численной модели.

Ключевые слова: численная модель несущей способности, стальные конструкции, неопределённость, метод конечных элементов.

V.V. NADOLSKI^{1,2}¹Brest State Technical University, Brest, Belarus²Belarusian National Technical University, Minsk, Belarus

PARAMETERS OF NUMERICAL RESISTANCE MODELS FOR STEEL ELEMENTS

Abstract. The use of numerical models to analyze the behavior of steel elements has undeniable advantages and opens up a number of promising areas for the study of complex or new design solutions. The development of computer technology and software gives this direction a new stage of development - the use of numerical models in everyday design. For wider use of numerical models and ensuring comparability of results, it is important to develop universal principles for constructing numerical models with subsequent regulation in normative documents. Within the framework of this study, emphasis is placed on the use of numerical models on a par with classical (formula) models, and first of all, for this purpose, a review and systematization of the most important parameters of numerical models of load-bearing capacity is carried out. The instructions on the purpose of the properties of materials, the type of the final element, the quality of the mesh, the size and shape of imperfections applied to steel structures are presented. The results obtained are of interest for further research on the unification of the requirements for the parameters of numerical models and their verification based on experimental data with the calculation of statistical characteristics of the uncertainty of the numerical model.

Keywords: numerical model of load-bearing capacity, steel structures, uncertainty, finite element method.

Введение

Использование численных моделей для анализа поведения стальных элементов обладает неоспоримыми плюсами и открывает ряд перспективных направлений для исследования сложных или новых конструктивных решений. Применение численных моделей ограничивалось научно-исследовательскими задачами. Однако развитие вычислительной техники и программных комплексов даёт этому направлению новый этап развития – это применение численных моделей в повседневном проектировании.

Численная модель представляет собой абстракцию физической конструкции с рядом допущений, обобщений и идеализаций. Процесс абстракции имеет два отдельных шага: во-первых, абстракция от реальной конструкции к механической модели, а затем абстракция от механической модели к численной модели. На первом шаге должны быть сделаны предположения и упрощения в отношении того, в какой степени и с какой детализацией должна быть смоделирована конструкция, как описываются границы модели, какие нагрузки для конструкции являются значительными и как их описывать и т.д. Второй шаг заключается в дискретизации механической модели в численную модель и присвоении необходимых параметров (атрибутов) численной модели, таких как модели материалов, граничные условия и т.д.

Стоит отметить, что плюсы применения численных моделей хорошо освещены в научной литературе, однако выбор и назначение параметров модели, как правило, сопровождается субъективизмом. Обзор литературных источников [1-12] по применению численных моделей показывает, что в большинстве случаев исследователи фокусировались на разработке и «подгонке» модели, наиболее точно описывающей их экспериментальные данные. Однако для более широкого использования численных моделей и обеспечения сопоставимости результатов важно выработать универсальные принципы построения численных моделей. Поэтому в рамках данного исследования сделан акцент на применении численных моделей наравне с классическими (формульными) моделями, и в первую очередь для этого выполнен обзор и систематизация наиболее важных параметров численных моделей несущей способности. Все представленные ниже рекомендации по параметрам создания численных моделей распространяются на стальные конструкции, работающие под статической нагрузкой.

Метод

Представлены общие указания по разработке численных моделей стальных конструкций, выработанные на основании аналитического обзора технической литературы и нормативных документов, связанных в той или иной степени с численными моделями несущей способности.

Результаты и обсуждение

Как бы это ни выглядело тривиально, но первое, с чего необходимо начать – это *единицы измерений*. Важно использовать последовательный набор единиц при задании входных данных для конечно-элементной программы. Следует использовать проверку единиц измерения, чтобы убедиться, что их набор приводит к результатам в требуемых (согласованных) единицах. Метод конечных элементов не имеет присущего понятия единиц измерения (он имеет дело только с числами), однако для инженерной интерпретации результатов необходимо вводить данные в согласованных предопределённых единицах. В частности, особое внимание следует уделять заданию собственного веса и постоянной гравитации и интерпретации выходных данных, таких как собственные частоты и единицы напряжений.

Нагрузки и граничные условия должны быть тщательно обоснованы, поскольку они могут оказать существенное влияние на поведение элемента. Трудно дать конкретные рекомендации, так как граничные условия сильно зависят от определения проблемы. В

некоторых случаях сосредоточенные нагрузки можно заменить эквивалентным перемещением. Этот метод часто называют контролем перемещений, который, как правило, более стабилен, чем контроль нагрузки. Однако контроль перемещений ограничивает перемещение точки до предписанного значения и часто не подходит для конструкций с распределёнными нагрузками. Особенно важно разграничивать силовые и деформационные (кинематические) нагружения, потому что для многих задач, связанных с неупругостью, результаты будут существенно различаться [13]. Одним из примеров является приложение нагрузки через штамп: для упрощения задач в ряде случаев нагрузку могут прикладывать не через штамп (пластину), а непосредственно как распределённую нагрузку. Однако этот способ может существенно повлиять на поведение конструкции. Так, в работе [14] было показано, что это приводит к отклонениям в поведении численной модели от экспериментальных данных. Если целью анализа является детальное изучение поведения в зоне приложения нагрузки и/или опоры, то соответствующая часть конструкции должна быть смоделирована и детально проанализирована. Симметрия конструкции и нагрузки должны использоваться с осторожностью. В случае симметричной конструкции с симметричной нагрузкой допускается моделировать только половину общей конструкции, применив надлежащие граничные условия симметрии. Однако применение симметрии по своей сути предполагает, что режим отказа – симметричный, а это в большинстве случаев не является истиной, например, из-за наличия несовершенств, и данную особенность трудно предсказать.

Моделирование поведения и свойств материала имеет первостепенное значение, поскольку это один из самых важных параметров. Механические свойства стали характеризуются модулем упругости, пределом текучести, пределом прочности и деформационным упрочнением. Обычно для стали предполагается изотропный материал с одинаковыми значениями механических свойств во всех направлениях, так что ввод исходной информации может быть основан на данных одноосного растяжения образцов. Наиболее распространена линейная идеализация свойств материала, которая связана с гипотезой о линейной упругости. Однако эта гипотеза является очень грубой. При использовании этой гипотезы нет возможности учесть многие важные факторы, такие как перераспределение усилий, моделирование процесса преднапряжения, моделирование процесса загрузки-разгрузки и т.д. Для достижения хорошей сходимости с результатами работы реальных конструкций рекомендуется принимать упруго-пластический материал.

Наиболее распространённые диаграммы деформирования, параметризованные от предела текучести и модуля упругости, представлены следующими зависимостями:

- билинейная без стадии самоупрочнения (идеальный упруго-пластический материал) (рисунок 1 а);
- билинейная с номинальным углом площадки стадии самоупрочнения (по причинам численной конвергенции полезно определить номинальный наклон площадки текучести с небольшим значением) (рисунок 1 б);
- билинейная со стадией самоупрочнения (рисунок 1 в).

Следует ожидать, что билинейная зависимость без стадии самоупрочнения будет давать консервативные результаты [15, 16]. Стадию самоупрочнения необходимо учитывать, потому что в изогнутой пластине, помимо главных мембранных напряжений, возникают второстепенные изгибные напряжения в обоих направлениях. Использование только площадки текучести приводит к преждевременной потере жесткости пластины при изгибе из-за начала текучести по главным напряжениям. Таким образом, потеря устойчивости пластин произойдёт слишком рано, чего можно избежать, если принять во внимание стадию самоупрочнения.

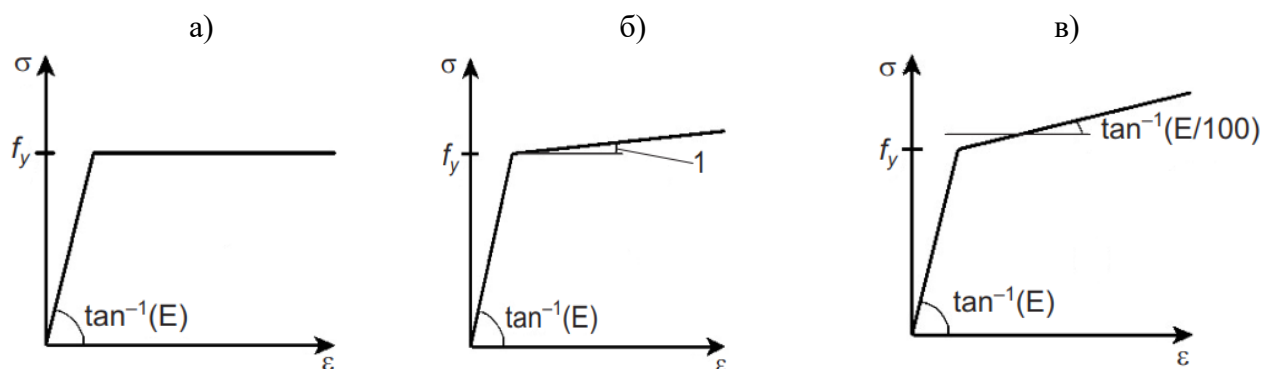


Рисунок 1 - Моделирование свойств материала:

а) билинейная зависимость без стадии самоупрочнения; б) билинейная зависимость с номинальным углом площадки стадии самоупрочнения; в) билинейная зависимость со стадией самоупрочнения

Интерес представляет параметризованная зависимость деформирования стали, регламентированная в нормативном документе BSK 07 [17] (рисунок 2). Поскольку зависимость основана на значениях модуля упругости, предела текучести и предела прочности, она позволяет очень просто описать поведение материала.

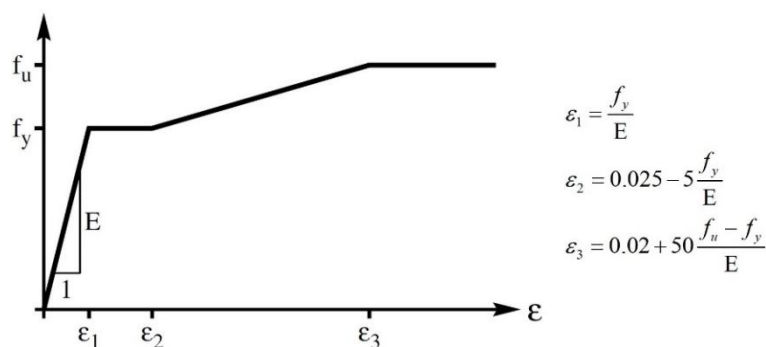


Рисунок 2 - Моделирование свойств материала согласно BSK07

Согласно источнику [18] предложена более сложная параметризованная диаграмма деформирования стали на основе анализа большого набора данных результатов испытаний образцов на растяжение. Аналогичные указания есть в СП 16.13330 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*» [19]. Однако эти диаграммы деформирования параметризованы для основных классов стали, что не позволяет использовать их в общих целях.

При плоском или объёмном напряжённом состоянии граница между областью упругих и пластических деформаций определяется с помощью критерия (условия) пластичности (текучести). Наиболее широко используемыми и экспериментально подтверждёнными являются критерии Мизеса (теория энергии искажения формы) и Треска (Треска – Сен-Венана, теория максимального касательного напряжения). «Классическими среди критериев пластичности считаются критерии Мизеса и Треска, достаточно хорошо согласующиеся с экспериментальными данными для пластичных материалов с равными пределами текучести при растяжении и сжатии» [20]. «В частности, многие из этих критериев предсказывали, что шаровая часть тензора напряжений влияет на текучесть и пластическое течение материала. Лишь две теории — Треска и Мизеса — оказались свободными от этого недостатка. Обе эти теории широко используются на практике, что обусловлено как их сравнительной простотой, так и проверенной на опыте точностью» ([21, с. 201]). Оба критерия достаточно правильно предсказывают момент появления

пластических деформаций, и при решении задач обычно пользуются тем, который упрощает решение. Максимальное расхождение критерии имеют при чистом сдвиге. Для расчета стальных конструкции наиболее распространено применение критерия Мизеса (приведенных напряжений).

Этих критериев достаточно, если материал подчиняется диаграмме Прандтля. Если материал обладает упрочнением, то при повторном его нагружении характерной особенностью является увеличение предела текучести. В таких случаях дополнительно вводится *условие упрочнения*. Для стальных конструкций в большинстве работ используется правило изотропного упрочнения. Правило изотропного упрочнения (isotropic hardening) гласит, что поверхность текучести пропорционально расширяется во всех направлениях при превышении предела текучести. Иными словами после превышения предела текучести и расширения поверхности текучести получаем "большую" область упругости и новый предел текучести. Правило кинематического (kinematic hardening) упрочнения гласит, что поверхность текучести не расширяется, а перемещается в направлении повышения напряжения с сохранением формы. Изотропное упрочнение увеличит предел текучести материала как при растяжении, так и при сжатии. Кинематическое упрочнение увеличит предел текучести в одном направлении нагрузки, но уменьшит его в другом направлении нагрузки. Выбор критерия упрочнения важен при знакопеременных нагрузках (циклических деформациях). В большинстве работ используется правило изотропного упрочнения, однако Эффект Баушингера [22] указывает, в том числе, на справедливость правила кинематического упрочнения для металлов при малых значениях деформаций [23].

При генерации сетки конечных элементов возникает вопрос о выборе типа конечного элемента. *Тип конечного элемента* объединяет такие понятия как степень интерполяции поля перемещений, схема численного интегрирования в плоскости и по толщине, математическая модель (теория работы) и собственно выбор между оболочечным или объёмным конечным элементом. Для стальных конструкций в силу их тонкостенности наиболее подходящим и в то же время более простым является использование оболочечных конечных элементов (2D элементы, conventional shell). Использование объёмных элементов (3D элементы, конечные элементы континуума, специальные оболочечные элементы континуума) значительно усложняет процесс создания геометрии и увеличивает время расчета.

В современных расчётных комплексах конечные элементы с линейной интерполяцией поля перемещений улучшены и позволяют получать решения с приемлемой точностью. Однако элементы с квадратичной интерполяцией поля перемещений все же стоит считать более универсальными, т.к. они могут описывать больше режимов деформации и способны лучше описывать более сложные режимы отказа.

Схема интегрирования представляет собой комбинацию правила интегрирования в плоскости пластины и по толщине. Чаще всего для интегрирования в плоскости используются правила интегрирования Гаусса для четырёхугольных и шестигранных и правила интегрирования Хаммера для треугольных и четырёхгранных конечных элементов. По умолчанию большинство программ для интегрирования по толщине использует пять точек сечения по толщине однородной оболочки, что достаточно для большинства задач нелинейного анализа. Однако в некоторых сложных задачах следует использовать больше точек сечения, особенно если ожидается пластический изгиб (в этом случае обычно достаточно девяти точек по толщине сечения). Для линейных задач три точки сечения обеспечивают точное интегрирование по толщине.

В общем случае математические модели плоской пластины, нагруженной поперечной нагрузкой, могут быть следующими [24]: модель очень тонкой пластины, основанная на

теории изгиба мембран; модель тонкой пластины; модель достаточно толстой пластины; модель очень толстой пластины, основанная на трехмерной теории упругости.

Теория расчета тонких пластин основывается на допущениях, сделанных Кирхгофом (Гипотезы Кирхгофа, Теория пластин Кирхгофа – Лява) [25]. Основным отличием теорий расчёта толстых пластин является учёт деформации поперечного сдвига. Обзор научных работ в этом направлении представлен в [26]. Для толстых пластин обычно используют теорию Рейсснера-Миндлена [27]. Поэтому при анализе конструкций всегда возникает вопрос о выборе типа конечного элемента, который будет надежно отвечать всем требованиям и при этом иметь достаточную сходимость без увеличения числа степеней свободы. В продвинутых программных комплексах, как правило, существуют универсальные оболочечные элементы общего назначения, которые учитывают математическую модель тонких и толстых пластин. Они используют теорию толстой оболочки по мере увеличения толщины оболочки и становятся дискретными элементами тонкой оболочки Кирхгофа по мере уменьшения толщины; деформация поперечного сдвига становится очень малой по мере уменьшения толщины оболочки.

Геометрическая форма и размер конечного элемента – это одни из наиболее важных параметров КЭ модели. Для уменьшения неопределённости при использовании метода конечных элементов необходимо, чтобы элементы имели оптимальную геометрическую форму. Дискретизация конечных элементов оказывает глубокое влияние на точность нелинейного моделирования. Геометрическая форма генерируемых конечных элементов обычно может быть проверена программой с использованием различных метрик, таких как соотношение сторон, асимметрия, соотношение площади к периметру, значения углов и т.д. Необходимо использовать как можно больше этих метрик при дискретизации конечных элементов для минимизации количества искажённых элементов. Конечно-элементная сетка должна быть сгенерирована с использованием алгоритма, который производит регулярные сетки с менее чем 5% искажённых элементов.

Критериев по назначению размеров конечного элемента практически нет. Минимальный размер элемента обычно определяется практическими соображениями. Вычислительное время увеличивается приблизительно квадратично с увеличением количества элементов, поэтому количество элементов должно быть ограничено, чтобы сократить время. Максимальный размер элемента в модели должен быть выбран таким образом, чтобы можно было рассчитать относительно гладкие поля напряжений. Максимальный размер элемента также ограничен присущей методу конечных элементов неточностью. Если дискретизация конечных элементов слишком грубая, поле напряжений будет показывать значительные скачки от одного элемента к другому, поскольку поле напряжений не является непрерывным. Основной метод оценки качества сетки базируется на последовательном уменьшении размера КЭ и наблюдением за сходимостью результатов с некоторым допуском.

Нелинейный анализ. Нелинейный анализ основан на несовершенной геометрии, нелинейном поведении материала и больших деформациях (геометрическая нелинейность). Нелинейный анализ может быть выполнен с помощью инкрементального подхода. В пределах одного инкремента (шага) обычно применяют итерационные методы. Существует множество различных итерационных методов, основы которых заложены ещё в работах И. Ньютона. Для большинства случаев хорошую сходимость показывает метод Ньютона-Рафсона [28]. Существует мнение, что метод Ньютона-Рафсона является наиболее эффективным и универсальным методом. Существует несколько различных схем метода Ньютона-Рафсона. В общем случае рекомендуется применять «полный» метод Ньютона-Рафсона, при котором касательная (тангенциальная) жесткость обновляется на каждой итерации равновесия. На рисунке 3 а представлено пояснение.

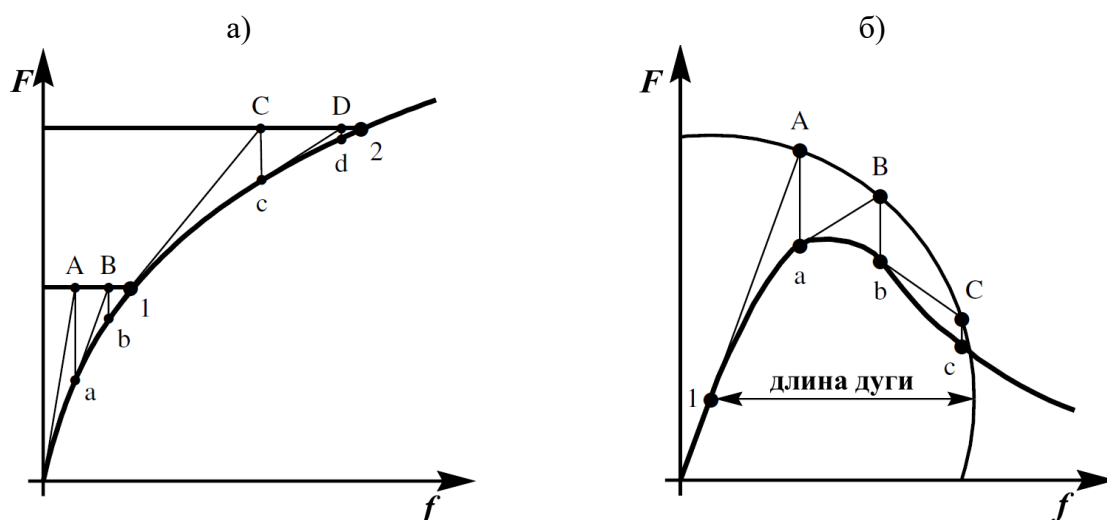


Рисунок 3 – Интерпретация метода Ньютона-Рафсона и метода длины дуги:
а) метод Ньютона-Рафсона; б) метод длины дуги

Вблизи предельных точек, где достигается максимум графика нагрузка-перемещение, касательная жесткость становится нулевой или отрицательной, когда образуется нисходящая ветвь графика деформирования. В таких случаях обычные методы Ньютона-Рафсона с контролем нагрузки или перемещений не сойдутся. Методом, который в этом случае оказывается успешным, является метод длины дуги (метод дуговой длины, arc-length method). Метод длины дуги позволяет моделированию продолжаться за пределами локального или глобального максимума зависимости «нагрузка-перемещение». Приращения перемещений и нагрузки регулируют таким образом, чтобы точки решения лежали на пресечении графика деформирования и дуги (см. рисунок 3 б). Для решения таких задач было предложено и применено несколько методов определения длины дуги [29], среди которых наиболее успешным представляется модифицированный метод Рикса [30].

Метод итерации Ньютона-Рафсона нуждается, по крайней мере, в одном критерии сходимости [31, 32], при котором считается, что сходимость достигнута. Критерием часто является L_2 -норма (квадратный корень из суммы квадратов значений) вектора дисбаланса сил или вектора инкрементного перемещения [33]. Критерий сходимости часто дополняется заранее определенным максимальным числом итераций, чтобы избежать чрезмерного числа итераций. Однако, не следует рассматривать ограничение числа итераций в качестве критерия сходимости. Предпочтительно использовать энергетический критерий вместе с силовым [34, 35]; следует избегать критериев, основанных только на перемещениях. Нет единого мнения относительно допусков, которые должны использоваться для критериев сходимости. Согласно [36] для высокой степени точности решения в качестве значения допусков при сходимости рекомендовано использовать значения равные 0.01 для силового критерия и 0.0001 для внутренней работы (энергетический критерий).

Учет несовершенств (величина и форма начальных несовершенств, а также способ их задания). Для расчета конструкций посредством численных моделей важным параметром является учёт несовершенств, которые могут значительно влиять на несущую способность конструкции. Существует два основных вида несовершенств: геометрические и структурные. В стальных конструкциях *геометрические несовершенства* могут быть связаны с формой сечения и элемента. К несовершенствам формы сечения относятся, например, погиби стенки и скручивания полок или ребер жесткости. Несовершенства элементов включают искривление, погиби, закручивание целых элементов. Возможны ещё и несовершенства конструкции, при которых возникают эксцентриситеты в узлах и смещения узлов от проектных размеров.

Структурные несовершенства связаны с остаточными напряжениями, появляющимися в процессе производства (вследствие сварки, резки, обработки кромок и т.д.). Амплитуда и распределение остаточных напряжений существенно зависят от способа изготовления и формы поперечного сечения, при этом задание этих несовершенств трудно автоматизируется, поэтому для учёта сварочных напряжений можно рекомендовать использование эквивалентных геометрических несовершенств. Данный подход широко используется в классических (формульных) моделях несущей способности при проверке элементов на устойчивость, где для учёта структурных несовершенств (сварочных напряжений) введены кривые потери устойчивости с условными геометрическими несовершенствами. Выбор данного подхода также подкреплён исследованиями [37, 38], в которых отмечено незначительное влияние сварочных напряжений на результаты расчетов посредством численных моделей несущей способности. В работе [39] проанализированы модели «с» и «без» задания начальных структурных несовершенств (сварочных напряжений). Результаты анализа показали, что сварочные напряжения оказывают влияние (в пределах 5%) на элементы с гибкими стенками, для которых характерен отказ из-за упругой потери устойчивости. В элементах, для которых характерен отказ с развитием пластических деформаций, сварочные напряжения не оказывают влияние (в пределах 0,5%) на значение несущей способности. В работе [9] отмечается, что влияние сварочных напряжений на несущую способность и поведение стального элемента с продольными ребрами жесткости не значительно (менее 0.7%), при этом сварочные напряжения были заданы на основании замеренных, но с различными амплитудами. Аналогичные результаты представлены в работах [40]. Главным образом остаточные напряжения влияют на несущую способность в случае потери устойчивости элемента в целом и при усталостном или хрупком разрушении.

Должно быть ясно, что любое моделирование несовершенства на стадии проектирования элемента, каким бы сложным оно ни было, может представлять только «условные несовершенства». Это также относится к неоднородности материала, неточности нагрузки и граничных условий, которые невозможно знать заранее, и поэтому они должны быть заменены идеализациями в численной модели, однако эти идеализации должны приводить к предсказуемым результатам. Самая сложная задача при задании несовершенств – это выбрать форму и амплитуду (значение).

Форму несовершенства можно задать следующим образом:

- на основе замеров «реальных» несовершенств конструкции. Этот подход не может быть реализован в строительных конструкциях на стадии проектирования, потому что несовершенства заранее не известны. Как правило, этот способ используется при исследованиях, связанных с верификацией и валидацией численных моделей на основе экспериментальных данных и для поиска лучшего способа задания несовершенств. Этот способ может быть применен при оценке технического состояния существующих конструкций, а также систематически вызванных производством дефектов в серийных изделиях;

- посредством условных несовершенств, позволяющих с некоторой степенью достоверности учесть реальные несовершенства. Для задания условных несовершенств важной задачей является определение формы и значения (амплитуды) несовершенства, которые должны быть откалиброваны в зависимости от вида отказа.

Условные несовершенства могут быть заданы на основе:

- форм потери устойчивости. Они определены на математической основе, а их задание просто реализуется в большинстве программных комплексов. Выполняется анализ форм потери устойчивости с помощью линейного бифуркационного анализа, и далее форма потери устойчивости присваивается в качестве новой геометрии анализируемому элементу. Обычно при таком способе задания несовершенств используется первая форма потери устойчивости или комбинация различных форм потери устойчивости.

– форм отказа. Они соответствуют деформированной форме при отказе и, как предполагается, приводят к наименьшему значению несущей способности. Трудоемкость такого способа задания несовершенств высока, поскольку заранее необходимо выполнить несколько итераций нелинейного анализа и анализа потери устойчивости, для которого также необходимо сделать правильный выбор формы и значения несовершенства.

– требований к изготовлению. Они соответствуют обычно наблюдаемым несовершенствам во время изготовления. Они ориентированы на возможные формы, обусловленные производством, и не представляют наихудшего случая, но, очевидно, могут хорошо представлять предельные нагрузки на практике (см. также обсуждение Руэ и Шульца [41, 42] и Раша и Линднера [43]).

Основываясь на Schmidt [44], необходимо провести дальнейшее различие между наихудшими и стимулирующими несовершенствами. Наихудшие несовершенства должны приводить к самому низкому значению несущей способности, они не связаны напрямую с производственным процессом, однако в целом должны отражать физическую реальность. Наихудшие несовершенства, как правило, определяются на основе реальных замеров и форм потери устойчивости. Стимулирующие несовершенства должны достаточно хорошо улавливать поведение конструкции, чтобы можно было прогнозировать предельную нагрузку. Несовершенства на основе собственных форм потери устойчивости и на основе требований к изготовлению могут использоваться в качестве стимулирующих несовершенств.

Выводы

Выявлены и систематизированы основные параметры создания (построения) численных моделей несущей способности, которые необходимо учитывать при анализе стальных элементов и которые требуют дальнейшей верификации на основании экспериментальных данных:

– *Моделирование свойств материала* – один из самых важных параметров. В большинстве случаев рекомендации сводятся к использованию билинейной зависимости без стадии самоупрочнения (идеальный упруго-пластический материал, диаграмма Прандтля). Такая рекомендация в большинстве случаев основана на простоте использования. Однако для анализа поведения тонкостенных конструкций со значительной областью развития неупругих деформаций такое упрощение может приводить к повышенному уровню неопределённости. Во-первых, необходимо проверить влияние стадии самоупрочнения стали, так как в изогнутой пластине, помимо главных мембранных напряжений, возникают второстепенные изгибные напряжения, по причине чего использование билинейной зависимости без стадии самоупрочнения вероятнее всего приведёт к преждевременной потере жёсткости пластины при изгибе и занижению несущей способности. Во-вторых, необходимо проверить влияние наличия площадки текучести на поведение и значение несущей способности, так как учёт стадии упрочнения без площадки текучести вероятнее всего приведёт к завышению несущей способности, поскольку для тонкостенных элементов важной особенностью является изменение схемы работы в результате потери устойчивости стенки и дальнейшего образования пластических шарниров в поясах. В-третьих, интерес представляет анализ влияния вида диаграммы деформирования на неопределённость моделирования [45]. Перспективным представляется использование четырехлинейных диаграмм деформирования, параметризованных в зависимости от значения предела текучести, модуля упругости и предела прочности стали. В качестве критерия (условия) пластичности (текучести) для стальных конструкций (для большинства используемых марок сталей) рекомендуется применять критерий Мизеса в силу его простоты, экспериментальной подверженности и распространённости при выводе аналитических моделей несущей способности.

– *Тип конечного элемента* (оболочечный или объёмный конечный элемент, степень интерполяции поля перемещений, схема численного интегрирования в плоскости и по толщине, математическая модель (теория работы)) и *качество сетки* (форма конечных элементов и размер) играет важнейшую роль в получении точных результатов, однако эти параметры взаимосвязаны между собой и зависят от специфики программного комплекса. Поэтому неопределённость КЭ модели будет зависеть от используемого программного комплекса. Одним из путей минимизации этой неопределённости выступает определение оптимального размера КЭ на основании анализа графика зависимости (сходимости) критической и/или предельной нагрузок от размера сетки. При назначении размера конечного элемента следует также руководствоваться общими закономерностями. Для этих целей необходимо выработать критерии для назначения размеров конечного элемента. Наиболее перспективными видятся назначения размера конечного элемента в зависимости от толщины пластины (стенки или полки) или от длины зоны упругой потери устойчивости.

– *Нелинейный анализ*. В качестве итерационного метода надо отдавать предпочтение полному методу Ньютона-Рафсона. В качестве контроля решения рекомендуется применять метод длины дуги, который позволяет найти решение за пределами локального или глобального максимума в зависимости «нагрузка-перемещение», при этом для метода определения длины дуги успешным представляется модифицированный метод Рикса. В отношении параметров нелинейного анализа представленные указания носят рекомендательный характер на основании анализа функционала большинства продвинутых программных комплексов и распространенности при научных верификационных исследованиях моделей несущей способности стальных конструкций. Однако следует понимать, что эти указания не являются исчерпывающими, и использование того или иного метода решения нелинейного уравнения требует определения статистических характеристик неопределённости КЭ модели.

– *Величина и форма начальных несовершенств*. В исследовательских целях, как правило, проверяют разные формы, направления и значения несовершенства, выбирая те параметры, которые позволяют достичь наиболее близких значений к экспериментальным. Однако для целей проектирования такое полное исследование может быть очень трудоёмким и ограниченным. Следовательно, необходимо проверить влияние неопределённости несовершенств на значение несущей способности и разработать рекомендации по назначению формы и значения несовершенства, а изменчивость учесть с помощью частных коэффициентов. В исследованиях [46, 47, 48] показано ограниченное влияние несовершенств на несущую способность стальных колонн (что позволило выделить кривые потери устойчивости). Для дальнейшего анализа выдвинута гипотеза об аналогичном лимитированном влиянии локальных несовершенств. Учет структурных несовершенств (сварочных напряжений) необходим для элементов, для которых характерен отказ из-за упругой потери устойчивости стенки. Наиболее оптимальным способом учета данных несовершенств является увеличение амплитуды геометрических несовершенств [5, 16]. Для анализа влияния значений эквивалентных геометрических несовершенств на поведение конструктивного элемента и значение несущей способности рекомендуется принять значения из диапазона $h_w/200$ - $h_w/100$ (где h_w – высота стенки в свету), но не более толщины стенки и не более $a/200$ (где a – расстояние между ребрами жесткости), значение $h_w/200$ принято на основании на основании аналитического обзора литературы, а значение $h_w/100$ – на основании требований к точности изготовления стальных конструкций.

В дальнейших исследованиях необходима разработка унифицированных требований к параметрам КЭ модели для конкретных моделей несущей способности и их верификация на основании экспериментальных данных с вычислением статистических характеристик неопределённости численной модели.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Graciano C., Ayestarán A. Steel plate girder webs under combined patch loading, bending and shear // *Journal of Constructional Steel Research*. 2013. Vol. 80. P. 202–212. doi:10.1016/j.jcsr.2012.09.018.
2. Kövesdi B., Alcaine J., Dunai L., Braun B. Interaction behaviour of steel I-girders Part I: Longitudinally unstiffened girders // *Journal of Constructional Steel Research*. 2014. Vol. 103. Pp. 327–343. doi:10.1016/j.jcsr.2014.06.018.
3. Kövesdi B., Alcaine J., Dunai L., Braun B. Interaction behaviour of steel I-girders; part II: Longitudinally stiffened girders // *Journal of Constructional Steel Research*. 2014. Vol. 103. Pp. 344–353. doi:10.1016/j.jcsr.2014.06.017.
4. Kövesdi B., Kuhlmann U., Dunai L. Combined shear and patch loading of girders with corrugated webs. // *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 2010. Vol. 54. P. 79–88.
5. Nadolski V., Marková J., Podymako V., Sykora M. Pilot numerical analysis of resistance of steel beams under combined shear and patch loading // *Proceedings of conference Modelling in Mechanics 2022, Ostrava, 26-27 May 2022. Ostrava: VSB - Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering*. 2021. P. 12-19.
6. Seitz M. Longitudinally stiffened girder webs subjected to patch loading. Institute for Structural Design. Universität Stuttgart. 2005. 250 p.
7. Kovacevic S., Markovic N., Sumarac D., Salatic R. Influence of patch load length on plate girders. Part II: Numerical research // *Journal of Constructional Steel Research*. 2019. Vol. 158. P. 213–229. doi:10.1016/j.jcsr.2019.03.025.
8. Pavlovčič L., Detzel A., Kuhlmann U., Beg D. Shear resistance of longitudinally stiffened panels. Part 1: Tests and numerical analysis of imperfections // *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63(3). P. 337–350.
9. Sinur F., Beg D. Moment–shear interaction of stiffened plate girders—Tests and numerical model verification // *Journal of Constructional Steel Research*. 2013. Vol. 85. P. 116–129. doi:10.1016/j.jcsr.2013.03.007.
10. Estrada I., Real E., Mirambell E. General behaviour and effect of rigid and non-rigid end post in stainless steel plate girders loaded in shear. Part II: Extended numerical study and design proposal // *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63. P. 985–996. doi:10.1016/j.jcsr.2006.08.0.
11. Ботян С.С., Жамойдик С.М., Кудряшов В.А., Олесиук Н.М., Писченков И.А. Оценка огнестойкости стальных строительных конструкций с учетом влияния теплообмена с примыкающими смежными конструкциями // *Вестн. Ун-та гражд. защиты МЧС Беларуси*. 2021. Т. 5. № 3. С. 278-288. doi:10.33408/2519-237X.2021.5-3.278.
12. Надольский В.В. Расчет и конструирование фланцевого соединения элементов прямоугольного сечения, подверженных центральному растяжению // *Вестник Полоцкого государственного университета*. 2018. № 16. С. 121–130.
13. Перельмутер А. В. , Сливкер. В.И. Расчетные модели сооружений и возможностью их анализа. Москва. СКАД СОФТ, 2011. 732 с.
14. Ljungström N., Karlberg O. Girders with Trapezoidally Corrugated Webs under Patch. Thesis 2010:146. Sweden, Göteborg, 2010. 185 p.
15. Надольский В.В., Подымако В.И. Оценка несущей способности стальной балки методом конечных элементов при совместном действии локальных и сдвиговых усилий // *Строительство и реконструкция*. 2022. №2 (100). С. 26-43.
16. Надольский В.В., Вихляев А.И. Оценка несущей способности балок с гофрированной стенкой методом конечных элементов при действии локальной нагрузки // *Вестник МГСУ*. 2022. Т. 17. Вып. 6. С. 693-706. doi:10.22227/1997-0935.202.
17. BSK. Boverkets Handbok om Stålkonstruktioner, BSK 07, November 2007.
18. Yun X., Gardner L. Stress-strain curves for hot-rolled steels // *Journal of Constructional Steel Research*. 2017. Vol. 133. P. 36–46.
19. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*» (с Поправками, с Изменениями N 1, 2). Москва: Стандартинформ, 2017.
20. Буханько А.А. Условие пластичности, связанное с линиями уровня поверхности деформационных состояний, для различных процессов деформирования // *Вестник СамГУ. Естественнонаучная серия*. 2013. № 9/2(110). С. 43-53.
21. Браутман Л., Крок Р. Композиционные материалы. Том 2: Механика композиционных материалов. Москва : Мир, 1978. 438 с.
22. Soboyejo W.O. Mechanical properties of engineered materials. New York : Marcel Dekker, 2003. 146 p.
23. Wyrzykowski J.W., Pleszakow E., Sieniawski J. Odształcanie i pękanie metali. Warszawa: Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 1999. 406 p.
24. Timoshenko S., Woinowsky-Krieger S. Theory of plates and shells. New York : McGraw-Hill, 1959. 580 p.
25. Love A. E. H. On the small free vibrations and deformations of elastic shells // *Philosophical trans. of the Royal Society (London)*, 1888. Vol. 17. Pp. 491—549. doi:10.1098/rsta.1888.0016.

26. Амбарцумян С. А. Теория анизотропных пластин: Прочность, устойчивость и колебания. 2-е изд., доп. Москва : Наука, 1987. 360 с.
27. Reissner E. On the theory of bending of elastic plates // *Journal of Mathematical Physics*. 1944. Vol. 23. Pp. 184-191.
28. Перушев Е. Г. Развитие и применение МКЭ для решения геометрически нелинейных задач. Дис. канд. техн. наук : Москва. 1984. 215 с.
29. Crisfield M. An arc-length method including line searches and accelerations // *Computer methods in Applied Mechanics and Engineering*. 1983. Vol. 19. Pp. 1269-1289.
30. Riks E. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems // *International Journal of Solids Structures*. 1979. № 15. Pp. 529-551.
31. Walz J.E. Accuracy and convergence of finite element approximations. National Aeronautics And Space Administration Hampton Va Langley Research Center. 1968. Pp. 995-1027.
32. Pin T. The convergence of finite element method in solving linear elastic problems // *International Journal of Solids and Structures*. 1967. Vol. 5. Pp. 865-879.
33. Drabek P., Milota J. *Methods of Nonlinear Analysis: Applications to Differential Equations* // Springer Science & Business Media. 2007. 568 p.
34. Baum C.E. *Energy Norms and 2-Norms* // Environmental and Space Electromagnetics. Springer, Tokyo. 1991. 10.1007/978-4-431-68162-5_49.
35. Tur A., Tur V., Lizahub A. An innovative approach to safety of non-linear analysis applied to structural robustness as-assessment // *Civil and Environmental Engineering*. 2018. № 9. Pp. 137-141.
36. Siemens. Basic Nonlinear Analysis User's Guide. Siemens Product Lifecycle Management Software Inc. https://docs.plm.automation.siemens.com/data_services/resources/nxnastran/10/help/en_US/tdocExt/pdf/bas_nonlinear.pdf (Date of access : 08.01.2022).
37. Chacon R., Mirambell E., Real E. Influence of designer-assumed initial conditions on the numerical modelling of steel plate girders subjected to patch loading // *Thin-Walled Struct.* 2009. Vol. 47. Pp. 391-402.
38. Chacon R., Serrat M., Real E. The influence of structural imperfections on the resistance of plate girders to patch loading // *Thin-Walled Struct.* 2012. Vol. 53. Pp. 15-25. doi:10.1016/j.tws.2011.12.003.
39. Flores R. Resistance of Transversally Stiffened Hybrid Steel Plate Girders to Concentrated Loads. Doctoral Thesis .Barcelona, Polytechnic University of Catalonia, 2009. 221 p.
40. Gozzi J. Patch loading resistance of plated girders - ultimate and serviceability limit state : Doctoral Thesis. Sweden, Luleå University of Technology, 2007. 189 p.
41. Ruff D.C. Der Einfluss von Imperfektionen auf das Tragverhalten von Platten // *Stahlbau*. 1999. Vol. 68. Pp. 829-834.
42. Ruff D.C., Schulz U. Ergänzende Stellungnahme zum Einfluss von Imperfektionen auf das Tragverhalten von Platten // *Stahlbau*. 2000. Vol. 69(6). Pp. 503 - 527.
43. Rusch A., Lindner J. Tragfähigkeit von beulgefährdeten Querschnittselementen unter Berücksichtigung von Imperfektionen // *Stahlbau*. 2001. Vol. 70(10). Pp. 765-774.
44. Schmidt H. Stability of steel shell structures: General report // *Journal of Constructional Steel Research*. 2000. Vol. 55(1-3). Pp. 159-181.
45. Надольский В.В. Неопределенности расчетных моделей сопротивления стальных конструкций // *Вестник Полоцкого государственного университета*. 2016. № 8. С. 66-72.
46. Кужава З. Статистическая оценка случайных неправильностей реальных центрально – сжатых стальных стержней // *Строительная механика и расчет сооружений*. 1982. № 5. С. 61-62.
47. Bjorhovde R. Columns: From Theory to Practice // *AISC Engineering Journal*. 1988. Vol. 25. Pp. 21-34.
48. Fukumoto Y. Evaluation of multiple column curves using the experimental data-base approach // *Journal of Constructional Steel Research*. 1983. Vol. 3. Pp. 2-19.

REFERENCES

1. Graciano C., Ayestarán A. Steel plate girder webs under combined patch loading, bending and shear // *Journal of Constructional Steel Research*. 2013. Vol. 80. Pp. 202-212. doi:10.1016/j.jcsr.2012.09.018.
2. Kövesdi B., Alcaine J., Dunai L., Braun B. Interaction behaviour of steel I-girders Part I: Longitudinally unstiffened girders // *Journal of Constructional Steel Research*. 2014. Vol. 103. Pp. 327-343. doi:10.1016/j.jcsr.2014.06.018.
3. Kövesdi B., Alcaine J., Dunai L., Braun B. Interaction behaviour of steel I-girders; part II: Longitudinally stiffened girders // *Journal of Constructional Steel Research*. 2014. Vol. 103. Pp. 344-353. doi:10.1016/j.jcsr.2014.06.017.
4. Kövesdi B., Kuhlmann U., Dunai L. Combined shear and patch loading of girders with corrugated webs // *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 2010. Vol. 54. Pp. 79-88.

5. Nadolski V., Marková J., Podymako V., Sykora M. Pilot numerical analysis of resistance of steel beams under combined shear and patch loading // *Proceedings of conference Modelling in Mechanics 2022, Ostrava*, 26-27 May 2022. Ostrava: VSB - Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering. 2021. Pp. 12-19.
6. Seitz M. Longitudinally stiffened girder webs subjected to patch loading. Institute for Structural Design. Universität Stuttgart. 2005. 250 p.
7. Kovacevic S., Markovic N., Sumarac D., Salatic R. Influence of patch load length on plate girders. Part II: Numerical research // *Journal of Constructional Steel Research*. 2019. Vol. 158. Pp. 213–229. doi:10.1016/j.jcsr.2019.03.025.
8. Pavlovčič L., Detzel A., Kuhlmann U., Beg D. Shear resistance of longitudinally stiffened panels. Part 1: Tests and numerical analysis of imperfections // *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63(3). Pp. 337–350.
9. Sinur F., Beg D. Moment–shear interaction of stiffened plate girders—Tests and numerical model verification // *Journal of Constructional Steel Research*. 2013. Vol. 85. Pp. 116–129. doi:10.1016/j.jcsr.2013.03.007.
10. Estrada I., Real E., Mirambell E. General behaviour and effect of rigid and non-rigid end post in stainless steel plate girders loaded in shear. Part II: Extended numerical study and design proposal // *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63. Pp. 985–996. doi:10.1016/j.jcsr.2006.08.0.
11. Botyan S.S., ZHamojdik S.M., Kudryashov V.A., Olesiyuk N.M., Pischenkov I.A. Ocenka ognestojkosti stal'nyh stroitel'nyh konstrukcij s uchetom vliyaniya teploobmena s primykayushchimi smezhnymi konstrukcijami. [Assessment of fire resistance of steel building structures taking into account the influence of heat exchange with adjacent adjacent structures.] // *Vestnik Universiteta grazhdanskoj zashchity MCHS Belarusi*. 2021. Vol. 3. Pp. 278–288. doi:10.33408/2519-237X.2021.5-3.278.
12. Nadol'skij V.V. Raschet i konstruirovaniye flancevogo soedineniya elementov pryamo-ugol'nogo secheniya, podverzhennyh central'nomu rastyazheniyu [Calculation and design of the flange connection of rectangular cross-section elements subject to central tension] // *Vestnik Polockogo gosudarstvennogo universiteta* [Bulletin of Polotsk State University]. 2018. No. 16. Pp. 121–130.
13. Perel'muter A.V., Slivker. V.I. Raschetnye modeli sooruzhenij i vozmozhnost'yu ih analiza [Design models of structures and the possibility of their analysis]. Moscow. SCUD SOFT, 2011. 732 p.
14. Ljungström N., Karlberg O. Girders with Trapezoidally Corrugated Webs under Patch. Thesis 2010:146. Sweden, Göteborg, 2010. 185 p.
15. Nadol'skij V.V., Podymako V.I. Ocenka nesushchej sposobnosti stal'noj balki metodom konechnykh elementov pri sovместном deystvii lokal'nyh i sdvigovykh usilij [Evaluation of the bearing capacity of a steel beam by the finite element method under the combined action of local and shear forces]. *Stroitel'stvo i rekonstrukciya*. 2022. No. 2 (100). Pp. 26-43.
16. Nadol'skij V.V., Vihlyayev A.I. Ocenka nesushchej sposobnosti balok s gofirovannoj sten-koj metodom konechnykh elementov pri deystvii lokal'noj nagruzki [Evaluation of the load-bearing capacity of beams with a corrugated wall by the finite element method under the action of a local load] // *Vestnik MGSU*. 2022. T. 17. Vyp. 6. Pp. 693–706. doi:10.22227/1997-0935.202.
17. BSK. Boverkets Handbok om Stålkonstruktioner, BSK 07, November 2007.
18. Yun X., Gardner L. Stress-strain curves for hot-rolled steels // *Journal of Constructional Steel Research*. 2017. Vol. 133. Pp. 36–46.
19. SP 16.13330.2017 «Stal'nye konstrukcii. Aktualizirovannaya redakciya SNiP II-23-81*» (s Popravkami, s Izmeneniyami N 1, 2). [Steel structures. Updated version of SNiP II-23-81* " (as Amended, with Amendments N 1, 2)]. Moskva: Standartinform, 2017.
20. Buhan'ko A.A. Uslovie plastichnosti, svyazannoe s liniyami urovnya poverhnosti deforma-cionnykh sostoyanij, dlya razlichnykh processov deformirovaniya [The plasticity condition associated with the lines of the surface level of the deformation states for various deformation processes]. *Vestnik SamGU*. 2013. No. 9/2(110). Pp. 43-53.
21. Brautman L., Krok R. Kompozicionnye materialy. Tom 2: Mekhanika kompozicionnykh ma-terialov [Composite materials. Volume 2: Mechanics of composite materials.]. Moskva : Mir, 1978. 438 p.
22. Soboyejo W.O. Mechanical properties of engineered materials. New York : Marcel Dekker, 2003. 146 p.
23. Wyrzykowski J.W., Pleszakow E., Sieniawski J. Odształcanie i pękanie metali. Warszawa: Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 1999. 406 p.
24. Timoshenko S., Woinowsky-Krieger S. Theory of plates and shells. New York : McGraw-Hill, 1959. 580 p.
25. Love A. E. H. On the small free vibrations and deformations of elastic shells. *Philosophical trans. of the Royal Society (London)*, 1888. Vol. 17. Pp. 491-549. doi:10.1098/rsta.1888.0016.
26. Ambarcumyan S.A. Teoriya anizotropnykh plastin: Prochnost', ustojchivost' i kolebaniya. [Theory of anisotropic plates: Strength, stability and vibrations.] 2- e izd., dop. Moskva : Nauka, 1987. 360 p.
27. Reissner E. On the theory of bending of elastic plates. *Journal of Mathematical Physics*. 1944. Vol. 23. Pp. 184-191.
28. Perushev E.G. Razvitie i primeneniye MKE dlya resheniya geometricheski nelinejnykh zadach [Development and application of FEM for solving geometrically nonlinear problem]. Dis. kand. tekhn. nauk : Moskva, 1984. 215 p.

29. Crisfield M. An arc-length method including line searches and accelerations // *Computer methods in Applied Mechanics and Engineering*. 1983. Vol. 19. Pp. 1269-1289.
30. Riks E. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems // *International Journal of Solids Structures*. 1979. No. 15. Pp. 529-551.
31. Walz J.E. Accuracy and convergence of finite element approximations. National Aeronautics And Space Administration Hampton Va Langley Research Center. 1968. Pp. 995-1027.
32. Pin T. The convergence of finite element method in solving linear elastic problems // *International Journal of Solids and Structures*. 1967. Vol. 5. Pp. 865-879.
33. Drabek P., Milota J. *Methods of Nonlinear Analysis: Applications to Differential Equations*. Springer Science & Business Media. 2007. 568 p.
34. Baum C.E. Energy Norms and 2-Norms // *Environmental and Space Electromagnetics*. Springer, Tokyo. 1991. doi:10.1007/978-4-431-68162-5_49.
35. Tur A., Tur V., Lizahub A. An innovative approach to safety of non-linear analysis applied to structural robustness assessment // *Civil and Environmental Engineering*. 2018. No. 9. P. 137-141.
36. Siemens. Basic Nonlinear Analysis User's Guide. Siemens Product Lifecycle Management Software Inc. https://docs.plm.automation.siemens.com/data_services/resources/nxnastran/10/help/en_US/tdocExt/pdf/bas_nonlinear.pdf (Date of access : 08.01.2022).
37. Chacon R., Mirambell E., Real E. Influence of designer-assumed initial conditions on the numerical modelling of steel plate girders subjected to patch loading // *Thin-Walled Structures*. 2009. Vol. 47. P. 391-402.
38. Chacon R., Serrat M., Real E. The influence of structural imperfections on the resistance of plate girders to patch loading // *Thin-Walled Structures*. 2012. Vol. 53. Pp. 15-25. doi:10.1016/j.tws.2011.12.003.
39. Flores R. Resistance of Transversally Stiffened Hybrid Steel Plate Girders to Concentrated Loads. Doctoral Thesis .Barcelona, Polytechnic University of Catalonia, 2009. 221 p.
40. Gozzi J. Patch loading resistance of plated girders - ultimate and serviceability limit state: Doctoral Thesis. Sweden, Luleå University of Technology, 2007. 189 p.
41. Ruff D.C. Der Einfluss von Imperfektionen auf das Tragverhalten von Platten. *Stahlbau*. 1999. Vol. 68. Pp. 829-834.
42. Ruff D.C., Schulz U. Ergänzende Stellungnahme zum Einfluss von Imperfektionen auf das Tragverhalten von Platten // *Stahlbau*. 2000. Vol. 69(6). Pp. 503 - 527.
43. Rusch A., Lindner J. Tragfähigkeit von beulgefährdeten Querschnittselementen unter Berücksichtigung von Imperfektionen // *Stahlbau*. 2001. Vol. 70(10). Pp. 765-774.
44. Schmidt H. Stability of steel shell structures: General report // *Journal of Constructional Steel Research*. 2000. Vol. 55(1-3). Pp. 159-181.
45. Nadol'skij V.V. Neopredelennosti raschetnyh modelej soprotivleniya stal'nyh kon-strukcij [Uncertainties of calculated models of resistance of steel structures] // *Vestnik Polockogo gosudarstvennogo universiteta [Bulletin of Polotsk State University]*. 2016. No. 8. Pp. 66-72.
46. Kuzhava Z. Statisticheskaya ocenka sluchajnyh nepravil'nostej real'nyh central'no – szhatyh stal'nyh sterzhnej [Statistical evaluation of random irregularities of real centrally compressed steel rods.] // *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij [Construction mechanics and calculation of structures]*. 1982. No.5. Pp. 61-62.
47. Bjorhovde R. Columns: From Theory to Practice // *AISC Engineering Journal*. 1988. Vol. 25. Pp. 21-34.
48. Fukumoto Y. Evaluation of multiple column curves using the experimental data-base approach // *Journal of Constructional Steel Research*. 1983. Vol. 3. Pp. 2-19.

Информация об авторе:

Надольский Виталий Валерьевич

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Технологии строительного производства».
Белорусский национальный технический университет, г. Минск, Беларусь,
доцент кафедры «Строительные конструкции».
E-mail: nadolskivv@gmail.ru

Information about author:

Nadolski Vitali V.

Brest State Technical University, Brest, Belarus,
candidate of technical science (PhD), docent, associated professor of the department of Building constructions.
Belarusian National Technical University, Minsk, Belarus,
associate Professor of the Department of «Building Structures».
E-mail: nadolskivv@mail.ru

Н.Л. ТИШКОВ¹, А.Н. СТЕПАНЕНКО¹¹Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск, Россия

РАБОТА СТАЛЬНЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК С ТОНКОЙ НАКЛОННО-ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Аннотация. Эффективность применения поперечно-гофрированных балок может быть увеличена за счет наклона гофров на приопорных участках их стенок. В работе приводятся результаты исследования напряженно-деформированного состояния стальных двутавровых балок с тонкой наклонно-гофрированной стенкой в зависимости от угла наклона образующих гофров к плоскости поперечного сечения балки. Представлены конечно-элементные модели балок с различными углами наклона образующих гофров (профиль гофров треугольный непрерывный открытый), а также результаты и краткий анализ численных экспериментов, проведенных при помощи программного комплекса ЛИРА-САПР. В ходе эксперимента для каждой модели получены формы потери устойчивости стенок с коэффициентами запаса, деформированные схемы и изополя распределения нормальных, касательных и главных напряжений в элементах балок. Представленные результаты свидетельствуют о дополнительном повышении устойчивости стенки при нисходящих гофрах, об изменении усилий в поясах балок и некотором повышении их деформативности.

Ключевые слова: металлическая двутавровая балка, тонкая наклонно-гофрированная стенка, треугольный профиль гофров, метод конечных элементов.

N.L. TISHKOV¹, A.N. STEPANENKO¹¹Pacific National University, Khabarovsk, Russia

OPERATION OF STEEL I-BEAMS WITH THIN SLOPED-CORRULATED WALL

Abstract. The efficiency of the use of cross-corrugated beams can be increased by tilting the corrugations on the supporting sections of their walls. The paper presents the results of a study of the stress-strain state of steel I-beams with a thin inclined-corrugated wall, depending on the angle of inclination of the generatrix of the corrugations to the plane of the cross-section of the beam. The finite element models of beams with different inclination angles of the generating corrugations (corrugation profile triangular continuous open) are presented, as well as the results and a brief analysis of numerical experiments carried out using the software package LIRA-SAPR. In the course of the experiment, for each model, the forms of wall buckling with safety factors, deformed schemes and distribution isofields of normal, tangential and principal stresses in beam elements were obtained. The presented results indicate an additional increase in the stability of the wall with downward corrugations, a change in the forces in the chords of the beams, and a slight increase in their deformability.

Keywords: metal I-beam, thin inclined-corrugated wall, triangular corrugation profile, finite element method.

Введение

При проектировании сварных балок двутаврового сечения основной из задач является обеспечение местной устойчивости плоской стенки за счет увеличения ее толщины или установки ребер жесткости. Обеспечить устойчивость тонкой стенки на приопорном участке, распределив материал по сечению более рационально, возможно за счет придания ей

© Тишков Н.Л., Степаненко А.Н., 2023

пространственной формы. Применение балок (колонн, арок) с тонкой поперечно-гофрированной стенкой получает более широкое распространение в строительстве ввиду высокой эффективности [1-4]. Работа гофрированных конструкций двутаврового сечения достаточно хорошо изучена [5-15]. Однако ученые не останавливаются на достигнутом и ищут новые конструктивные решения для повышения эффективности объемно-профилированных конструкций [16-18].

Предметом исследования является анализ напряженно-деформированного состояния стальной двутавровой балки с тонкой наклонно-гофрированной стенкой (рисунок 1).

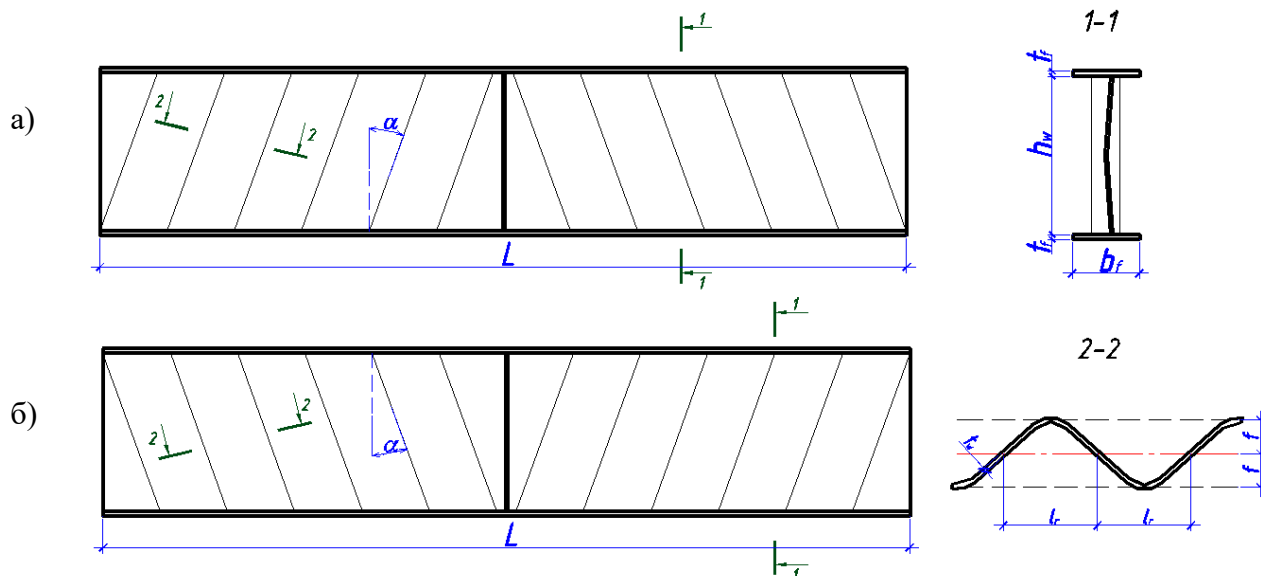


Рисунок 1 – Конструкция металлической балки двутаврового сечения с тонкой наклонно - гофрированной стенкой (профиль гофра: волнистый непрерывный открытый):
 а) с восходящими гофрами, б) с нисходящими гофрами

Целью данной работы является исследование влияния угла наклона образующих гофров от плоскости поперечного сечения на работу стальной двутавровой балки с тонкой гофрированной стенкой.

Для достижения поставленной цели решены следующие задачи:

1. Созданы модели металлических балок с гофрированными стенками с различными углами наклона образующих гофров в программном комплексе «ЛИРА-САПР»;
2. Произведен расчет и оценка напряженно-деформированного состояния балок с поперечным и наклонным гофрированием стенки методом конечных элементов при одинаковых граничных условиях, нагрузках и свойствах материалов;
3. Оценена устойчивость гофрированных стенок посредством программного комплекса «ЛИРА-САПР»;
4. Произведен сравнительный анализ полученных результатов исследования.

Модели и методы

Анализ напряженно-деформированного состояния гофрированных балок выполнялся с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР. Для численного моделирования применялись пластинчатые трех узловые конечные элементы типа КЭ-42 и четырех узловые конечные элементы типа КЭ-44 с постоянными (одинаковыми) во всех направлениях

параметрами упругости: модулем упругости материала $E = 2 \cdot 10^4$ кН/см² и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$. Разбивка поясов и стенки задавалась в соответствии с ломаной геометрией стенки, размеры конечных элементов варьируется от 10 до 20 мм.

Все варианты моделей имеют одинаковые параметры поперечного сечения и гофрирования, граничные условия, нагрузки и свойства материалов.

Параметры моделей:

- расчетная схема: однопролетная шарнирно-опертая по концам балка пролетом 6 м, нагрузка равномерно распределенная интенсивностью 40 кН/м (приложена к верхнему поясу по полосе контакта пояса с гофрированной стенкой), верхний пояс по длине раскреплён в своей плоскости;

- поперечное сечение: высота стенки – 50 см; толщина гофрированной стенки – 0,2 см; толщина поясов – 0,8 см;

- параметры гофрирования стенки: длина полуволны – 12 см; высота полуволны – 2 см; профиль гофров – треугольный (волнистый).

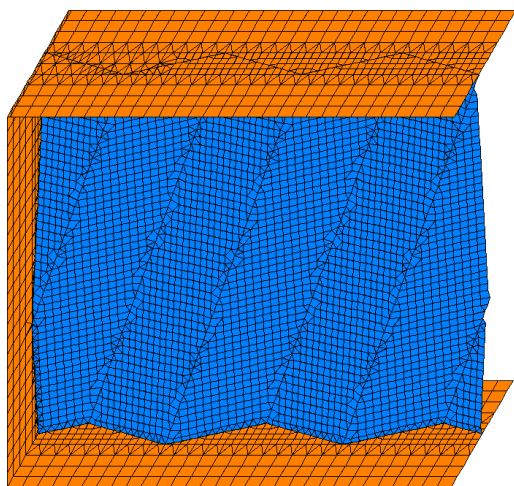
В ходе исследования разработано 13 моделей с различными углами образующих гофров:

- базовая модель – угол наклона образующих гофров (от плоскости поперечного сечения) 0 градусов;

- модели с восходящими гофрами (рисунок 2 а) – угол наклона образующих гофров 5, 10, 15, 20, 25 и 30 градусов;

- модели с нисходящими гофрами (рисунок 2 б) – угол наклона образующих гофров 5, 10, 15, 20, 25 и 30 градусов.

а)



б)

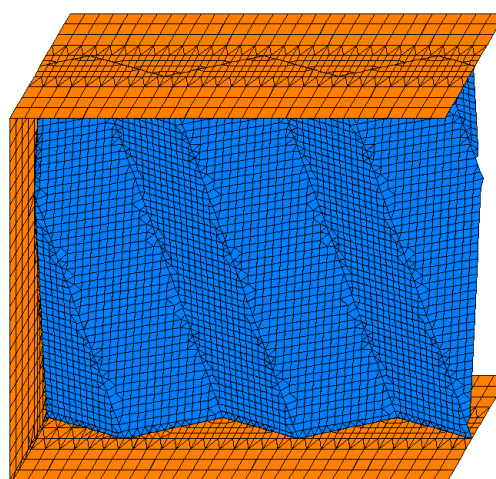


Рисунок 2 – Фрагменты конечно-элементных моделей балок с углом наклона образующих гофров 20 градусов: а) с восходящими гофрами, б) с нисходящими гофрами

Местная устойчивость гофрированных стенок оценивалась параметром ПК ЛИРА-САПР. В программном комплексе реализован способ оценки устойчивости при условии работы системы в упругой области [19]. Решением задачи является определение числового параметра k , при котором произойдет потеря устойчивости. Коэффициент запаса

устойчивости k показывает во сколько раз критическая нагрузка по Эйлеру превышает фактически приложенную.

Результаты исследования и их анализ

В результате расчета моделей балок определены величины нормальных напряжений в поперечных сечениях, касательных и главных напряжений в стенках, вертикальных прогибов и коэффициентов запаса устойчивости приопорных зон гофрированных стенок балок. Наиболее характерные результаты расчета приведены в таблицах 1-4.

Таблица 1 – Максимальные прогибы, коэффициенты запаса устойчивости стенки, максимальные нормальные напряжения в поясах и максимальные главные напряжения в приопорных зонах балок с восходящими гофрами

Угол наклона α образующих гофров, градусы	Прогиб в середине пролета, мм	Коэффициент запаса устойчивости, k	Нормальные напряжения в верхнем и нижнем поясах в середине пролета (max), кН/см ²	Главные напряжения в стенке на приопорном участке (max), кН/см ²
0	18,6	2,33174	-22,8 / 22,9	12,2 / -13,2
5	18,8	1,64913	-23,5 / 22,9	21,6 / -27,2
10	18,8	1,64936	-23,5 / 22,9	21,6 / -27,0
15	19,0	1,45821	-23,8 / 22,8	24,1 / -34,2
20	19,2	1,29912	-23,1 / 22,8	29,7 / -42,0
25	19,6	1,18694	-23,8 / 22,7	32,6 / -47,6
30	20,0	1,13744	-23,4 / 22,7	39,5 / -53,9

Таблица 2 – Максимальные прогибы, коэффициенты запаса устойчивости стенки, максимальные нормальные напряжения в поясах и максимальные главные напряжения в приопорных зонах балок с нисходящими гофрами

Угол наклона α образующих гофров, градусы	Прогиб в середине пролета, мм	Коэффициент запаса устойчивости, k	Нормальные напряжения в верхнем и нижнем поясах в середине пролета (max), кН/см ²	Главные напряжения в стенке на приопорном участке (max), кН/см ²
0	18,6	2,33174	-22,8 / 22,9	12,2 / -13,2
5	18,8	2,97196	-22,9 / 23,4	26,3 / -22,6
10	18,8	2,97114	-22,9 / 23,4	26,2 / -22,7
15	19,2	3,39667	-23,0 / 24,0	33,2 / -26,3
20	19,4	3,97800	-22,9 / 23,4	41,0 / -29,9
25	19,8	4,60584	-22,8 / 23,7	46,4 / -35,2
30	20,3	5,72500	-22,9 / 23,3	52,6 / -43,4

Таблица 3 – Средние нормальные напряжения в поперечных сечениях поясов балок

Угол наклона образующих гофров, градусы	Средние значения нормальных напряжений в поперечных сечениях поясов балок, кН/см ² (нижний пояс/верхний пояс)				
	30 см	90 см	150 см	210 см	270 см
0 (базовая модель)	4,17/-4,17	11,25/-11,25	16,55/-16,55	20,1/-20,05	21,9/-21,85
Балки с восходящими гофрами в стенке					
10	5,25/-3,08	12,05/-10,4	17,15/-15,95	20,45/-19,75	21,95/-21,75
20	6,48/-1,99	12,95/-9,49	17,75/-15,3	20,75/-19,4	22,05/-21,6
30	7,58/-1,07	13,8/-8,45	18,4/-14,6	21,05/-18,9	22,0/-21,45
Балки с нисходящими гофрами в стенке					
10	3,07/-5,27	10,4/-12,05	15,95/-17,15	19,75/-20,45	21,75/-21,95
20	1,92/-6,46	9,42/-13,05	15,25/-17,8	19,3/-20,85	21,55/-22,1
30	0,91/-7,78	8,27/-14,0	14,4/-18,5	18,7/-21,25	21,25/-22,15

Для базовой модели и моделей с углом наклона образующих гофров в 20 градусов для наглядности приведена диаграмма распределения средних значений нормальных напряжений в поперечных сечениях поясов по длине балок (рисунок 3).

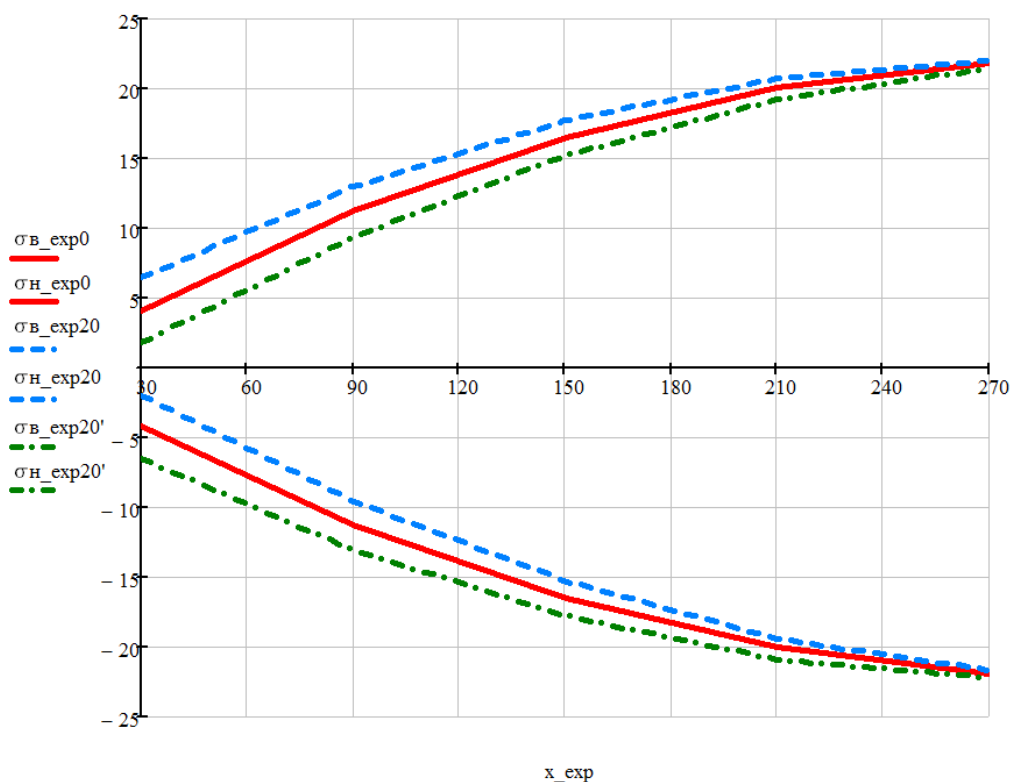


Рисунок 3 – Диаграмма распределения средних нормальных напряжений в поперечных сечениях поясов по длине балок:

- базовая модель,
- модель с восходящими гофрами (угол наклона образующих гофров 20),
- модель с нисходящими гофрами (угол наклона образующих гофров 20)

Таблица 4 - Изополя распределения главных напряжений и формы потери устойчивости приопорных зон стенок моделей вертикально и наклонно-гофрированных балок с углом наклона образующих гофров к плоскости сечения балки 20 градусов

Базовая модель – угол наклона образующих гофров 0 градусов	Модель с восходящими гофрами – угол наклона образующих гофров 20	Модель с нисходящими гофрами – угол наклона образующих гофров 20
Изополя главных растягивающих напряжений на приопорном участке стенки, кН/см^2		
Изополя главных сжимающих напряжений на приопорном участке стенки, кН/см^2		
Изополя касательных напряжений на приопорном участке стенки, кН/см^2		
Форма потери устойчивости стенки		

На основании анализа полученных данных можно сделать следующие выводы:

- увеличение угла наклона образующих восходящих гофров от 0 до 30 градусов вызывает увеличение главных напряжений (причем сжимающих больше) в нижних углах приопорных частей стенки, что может привести к местным пластическим деформациям или потере местной устойчивости плоских элементов гофров в этой части стенки, о чем свидетельствуют пониженный коэффициент устойчивости (таблица 1) и полученная расчетом форма потери ею устойчивости (таблица 4);
- увеличение угла наклона образующих нисходящих гофров от 0 до 30 градусов вызывает увеличение главных напряжений (причем растягивающих больше) в верхних углах приопорных частей стенки, что может также привести к местным пластическим деформациям элементов гофров и повышению «общей» устойчивости гофрированной стенки в этой части, о чем свидетельствуют повышенный коэффициент устойчивости (таблица 1) и полученная расчетом форма потери ею устойчивости (таблица 4);
- наклонное гофрирование не включает стенку в работу балки на изгиб, но вызывает сжатие (при восходящих гофрах) или растяжение (при нисходящих гофрах) в ней вдоль гофров, чем частично перераспределяет усилия между поясами в зоне действия перерезывающих усилий: так при восходящих гофрах – разгружается верхний пояс и догружается нижний; при нисходящих гофрах – наоборот;
- независимо от угла наклона образующих гофров нормальные напряжения в поперечных сечениях поясов распределяются неравномерно, что вызвано периодическим смещением стенки с оси балки, частично работающей совместно с поясом [20];
- увеличение угла отклонения гофров в любом направлении от плоскости поперечного сечения балок (до 30 градусов) вызывает незначительное повышение их деформативности.

Выводы

Численным экспериментом установлено, что при наклонном гофрировании тонких стенок стальных балок наиболее эффективным вариантом является нисходящий наклон гофров, так как он дополнительно заметно повышает «общую» устойчивость гофрированной стенки. Возникающие при этом в верхних углах приопорных зон стенок повышенные местные растягивающие вдоль гофров напряжения в балках, выполненных из пластичных сталей и не испытывающих динамических воздействий, как представляется, можно допустить.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Соловьев А.В., Лукин А.О., Алпатов В.Ю. Анализ эффективности применения двутаврового элемента с гофрированной стенкой при работе в сложном напряженно-деформированном состоянии // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 6. С. 27–30.
2. Дмитриева Т.Л., Уламбаяр Х. Использование балок с гофростенкой в современном проектировании // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. 2015. № 4 (15). С. 132–139.
3. Тишков Н.Л. Оценка экономической целесообразности применения арочных двутавровых стержней с тонкой поперечно-гофрированной стенкой // Вестник ТОГУ. 2017. №3(46). С. 103-108.
4. Брянцев А.А., Абсиметов В.Э., Лалин В.В. Эффективность применения двутавров с гофрированными стенками в производственных зданиях // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. №3 (54). С. 93-104.
5. Khalid Y.A., Chan C.L., Sahari B.B., Hamouda A.M.S. Bending behaviour of corrugated web beams // J. Mater. Process. Technol. 2004. No. 150(3). Pp. 242–254.
6. Abbas H.H., Sauce R., Driver, R.G. Analysis of flange transverse bending of corrugated web I-girders under in-plane loads // Journal of Structural Engineering. 2007. Vol. 133, Issue 8. Pp. 347-355.
7. Митрофанов С.В., Митрофанов В.А. Работа балки с гофрированной стенкой с различными профилями гофрирования // Строительство и техногенная безопасность. 2017. № 9 (61). С. 87–92.
8. Elamary A., Saddek A.B., Alwetaishi M. Effect of corrugated web on flexural capacity of steel beams // International Journal of Applied Engineering Research. 2017. Vol. 12. Pp. 470–481.

9. Степаненко А.Н., Тишков Н.Л. Рекомендации по расчету стальных балок покрытий зданий из двутавра с тонкой волнистой стенкой. Хабаровск : Изд-во Тихоокеан. гос. ун-та, 2018. 60 с.
10. Denan F., Shoong K. K., Hashim N. S., Ken C. W. Nonlinear analysis of triangular web profile steel section under bending behavior // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2019. No. 9. Pp. 463–472. doi:10.1007/978-981-10-8016-6_38.
11. Макеев С.А., Силина Н.Г. Разработка методики уточненного расчета гофробалок на общую устойчивость // *Промышленное и гражданское строительство*. 2020. № 12. С. 52–60. doi:10.33622/0869-7019.2020.12.52-60.
12. Al-Kannoon M.A., Suhail I.A. Experimentally Flexural Behaviour Study of Steel Beams with Corrugated Webs // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 888. doi:10.1088/1757-899X/888/1/012084.
13. Arunakanthi E., Veera Praveen Reddy P. Analysis of trapezoidal corrugated steel web beams with different angle of inclination by ANSYS // *International Journal of Advanced Science and Technology*. 2020. Vol. 29 (3). Pp. 3413–3426.
14. Саиян С.Г., Паушкин А.Г. Численное параметрическое исследование напряженно-деформированного состояния двутавровых балок с различными типами гофрированных стенок // *Вестник МГСУ*. 2021. Т. 16. № 6. С. 676–687. doi:10.22227/1997-0935.2021.6.676-687.
15. Tishkov N.L., Stepanenko A.N. Improving the Efficiency of I-Beams with a Thin Transverse Corrugated Web Plate // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2021, Volume 1079, Chapter 1. doi:10.1088/1757-899X/1079/2/022077.
16. Холопов И.С., Лукин А.О., Козырев П.Н. Совершенствование конструкции балки с гофрированной стенкой // *Традиции и инновации в строительстве и архитектуре*. Самара. 2015. С. 68-71.
17. Лукин А.О., Алпатов В.Ю., Чернышев Д.Д. Совершенствование конструктивного решения балки с гофрированной стенкой // *Вестник СГАСУ. Градостроительство и архитектура*. 2016. № 2(23). С. 4-9. doi:10.17673/Vestnik.2016.02.1.
18. Тишков Н.Л., Степаненко А.Н., Шипелев И.Л., Устименко М.Б. Совершенствование конструкции стальной двутавровой балки с тонкой поперечно-гофрированной стенкой // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2020. № 22(2). С. 104-111. doi:10.31675/1607-1859-2020-22-2-104-111.
19. ЛИРА-САПР. Верификационный отчет. Том I. Москва, 2015. 51 с.
20. Степаненко А.Н., Тишков Н.Л. О дополнительных усилиях в поясах стальных балок с тонкими поперечно-гофрированными стенками // *Вестник ТОГУ*. Хабаровск, 2014. № 4(35). С. 49-52

REFERENCES

1. Solov'yev A.V., Lukin A.O., Alpatov V.YU. Analiz effektivnosti primeneniya dvutavrovogo elementa s gofirovannoy stenкой pri rabote v slozhnom napryazhenno-deformirovannom sostoyanii [Analysis of the effectiveness of the use of an I-beam element with a corrugated wall when working in a complex stress-strain state] // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2010. No. 6. Pp. 27–30. (rus)
2. Dmitriyeva T.L., Ulambayar X. Ispol'zovaniye balok s gofrostenкой v sovremennoy proyektirovani [The use of beams with a corrugated wall in modern design. *Izvestiya vuzov*] // *Izvestiya vuzov. Investitsii. Stroitel'stvo. Nedvizhimost'*. 2015. No. 4(15). Pp. 132–139. (rus)
3. Tishkov N.L. Otsenka ekonomicheskoy tselesoobraznosti primeneniya arochnykh dvutavrovyykh sterzhney s tonкой poperechno-gofirovannoy stenкой [Evaluation of the economic feasibility of using arched I-beams with a thin transversely corrugated wall] // *Vestnik TOGU*. 2017. No. 3(46). Pp. 103-108. (rus)
4. Bryantsev A.A., Absimetov V.E., Lalin V.V. Effektivnost' primeneniya dvutavrov s gofirovannymi stenkami v proizvodstvennykh zdaniyakh [The effectiveness of the use of I-beams with corrugated walls in industrial buildings] // *Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzheniy*. 2017. No. 3(54). Pp. 93-104. (rus)
5. Khalid Y.A., Chan C.L., Sahari B.B., Hamouda A.M.S. Bending behaviour of corrugated web beams // *J. Mater. Process. Technol.* 2004. No. 150(3). Pp. 242–254.
6. Abbas H.H., Sauce R., Driver, R.G. Analysis of flange transverse bending of corrugated web I-girders under in-plane loads // *Journal of Structural Engineering*. 2007. Vol. 133. Issue 8. Pp. 347-355.
7. Mitrofanov S.V., Mitrofanov V.A. Rabota balki s gofirovannoy stenкой s razlichnymi profilyami gofirovaniya [Work of a beam with a corrugated wall with different corrugation profiles] // *Stroitel'stvo i tekhnologicheskaya bezopasnost'*. 2017. No. 9 (61). Pp. 87–92. (rus)
8. Elamary A., Saddek A.B., Alwetaishi M. Effect of corrugated web on flexural capacity of steel beams // *International Journal of Applied Engineering Research*. 2017. Vol. 12. Pp. 470–481.
9. Stepanenko A.N., Tishkov N.L. Rekomendatsii po raschetu stal'nykh balok pokrytiy zdaniy iz dvutavra s tonкой volnistoy stenкой [Recommendations for the calculation of steel beams for roofing buildings from an I-beam with a thin wavy wall]. Khabarovsk : Izd-vo Tikhookean. gos. un-ta, 2018. 60 p. (rus)

10. Denan F., Shoong K. K., Hashim N. S., Ken C. W. Nonlinear analysis of triangular web profile steel section under bending behavior // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2019. No. 9. Pp. 463–472. doi:10.1007/978-981-10-8016-6_38.
11. Makeyev S.A., Silina N.G. Razrabotka metodiki utochnennogo rascheta gofrobalk na ob-shchuyu ustoychivost' [Development of a methodology for the refined calculation of corrugated beams for overall stability] // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2020. No. 12. Pp. 52–60. doi:10.33622/0869-7019.2020.12.52-60.
12. Al-Kannoon M.A., Suhel I.A. Experimentally Flexural Behaviour Study of Steel Beams with Corrugated Webs // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 888. doi:10.1088/1757-899X/888/1/012084.
13. Arunakanthi E., Veera Praveen Reddy P. Analysis of trapezoidal corrugated steel web beams with different angle of inclination by ANSYS // *International Journal of Advanced Science and Technology*. 2020. Vol. 29 (3). Pp. 3413–3426.
14. Saiyan S.G., Paushkin A.G. Chislennoye parametricheskoye issledovaniye napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya dvutavrovyykh balok s razlichnymi tipami gofrirovannykh stenok [Numerical parametric study of the stress-strain state of I-beams with various types of corrugated walls] // *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. No.6. Pp. 676–687. doi:10.22227/1997-0935.2021.6.676-687. (rus)
15. Tishkov N.L., Stepanenko A.N. Improving the Efficiency of I-Beams with a Thin Transverse Corrugated Web Plate // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2021. Volume 1079, Chapter 1. doi:10.1088/1757-899X/1079/2/022077.
16. Kholopov I.S., Lukin A.O., Kozyrev P.N. Sovershenstvovaniye konstruktssii balki s gofiro-vannoy stenкой [Improving the design of a beam with a corrugated wall] // *Traditsii i innovatsii v stroitel'stve i arkhitekture*. Samara. 2015. Pp. 68–71. (rus)
17. Lukin A.O., Alpatov V.YU., Chernyshev D.D. Sovershenstvovaniye konstruktivnogo resheniya balki s gofrirovannoy stenкой [Improvement of the constructive solution of a beam with a corrugated wall] // *Vestnik SGASU. Gradostroitel'stvo i arkhitektura*. 2016. No. 2(23). Pp. 4–9. doi:10.17673/Vestnik.2016.02.1. (rus)
18. Tishkov N.L., Stepanenko A.N., Shipilev I.L., Ustimenko M.B. Sovershenstvovaniye konstruktssii stal'noy dvutavrovoy balki s tonкой poperechno-gofrirovannoy stenкой [Improving the design of a steel I-beam with a thin transversely corrugated wall] // *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta*. 2020. No. 22(2). Pp. 104–111. doi:10.31675/1607-1859-2020-22-2-104-111. (rus)
19. LIRA-SAPR. Verifikatsionnyy otchet [verification report]. Tom I. Moskva, 2015. 51 p.
20. Stepanenko A.N., Tishkov N.L. O dopolnitel'nykh usiliyakh v po-yasakh stal'nykh balok s ton-kimi poperechno-gofrirovannymi stenkami [On additional efforts in the belts of steel beams with thin transversely corrugated walls] // *Vestnik TOGU. Khabarovsk*, 2014. No. 4(35). Pp. 49–52. (rus)

Информация об авторах:

Тишков Николай Леонидович

ФГБОУ ВО «Тихоокеанский государственный университет», г. Хабаровск, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Промышленное и гражданское строительство».
E-mail: n.tishkov87@gmail.com

Степаненко Анатолий Николаевич

ФГБОУ ВО «Тихоокеанский государственный университет», г. Хабаровск, Россия,
доктор технических наук, доцент, профессор кафедры «Промышленное и гражданское строительство».
E-mail: 000419@pnu.edu.ru

Information about authors:

Tishkov Nikolay L.

Pacific National University, Khabarovsk, Russia,
candidate in technical sciences, docent, associated professor of the department of Industrial and Civil Engineering.
E-mail: n.tishkov87@gmail.com

Stepanenko Anatoliy N.

Pacific National University, Khabarovsk, Russia,
doctor in technical sciences, docent, professor of the department of Industrial and Civil Engineering.
E-mail: 000419@pnu.edu.ru

С.А. СОЛОВЬЕВ¹, А.Э. ИНЬКОВ¹, А.А. СОЛОВЬЕВА¹

¹ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет», г. Вологда, Россия

МЕТОД АНАЛИЗА НАДЕЖНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ИНТЕРВАЛЬНЫМ ОЦЕНКАМ СЛУЧАЙНЫХ ВЕЛИЧИН

Аннотация. В исследовании представлен подход к анализу надежности элементов строительных конструкций, основанный на интервальных оценках случайных величин, которые представляют собой границы их изменчивости. На численных примерах показано, что использование такого подхода при нелинейных математических моделях предельных состояний позволяет получить более осторожную оценку вероятности безотказной работы при снижении количества используемых статистических гипотез. Предложенный в статье подход использует неравенство Высочанского-Петунина для обоснования границ изменчивости случайных величин без использования гипотез о законе распределения случайной величины, а математическое ожидание и стандартное отклонение представлены также достоверными интервалами, что повышает практическую значимость разработанного метода. Алгоритмы использования предлагаемого подхода представлены на численных примерах оценок вероятности безотказной работы элементов строительных конструкций.

Ключевые слова: надежность, неравенство Высочанского-Петунина, вероятность безотказной работы, интервал, безопасность, случайная величина, стохастический анализ.

S.A. SOLOVEV¹, A.E. INKOV¹, A.A. SOLOVEVA¹

¹Vologda State University, Vologda, Russia

METHOD OF STRUCTURAL RELIABILITY ANALYSIS BASED ON INTERVAL ESTIMATES OF RANDOM VARIABLES

Abstract. The article presents an approach to structural reliability analysis based on interval estimates of random variables, which represent the boundaries of random variables' variability. Numerical examples show that the use of such an approach in cases with nonlinear mathematical models of limit states allow to obtain a more cautious estimate of the failure probability with a decrease in the number of statistical hypotheses used. The proposed approach uses the Vysochanskij-Petunin inequality to justify the limits of variability of random variables without using hypotheses about the distribution shape of a random variable. The mathematical expectation and standard deviation are also represented by confidence intervals which increases the practical significance of the developed method. Algorithms for using the proposed approach are presented on numerical examples of estimates of the no-failure probability of structural elements.

Keywords: reliability, Vysochanskij-Petunin inequality, failure probability, interval, safety, random variable, stochastic analysis.

Введение

Вероятность безотказной работы или вероятность отказа являются количественными показателями надежности. Распространение данных показателей при анализе надежности строительных конструкций на стадии их проектирования и эксплуатации позволит проводить объективное сравнение различных проектных решений по критерию

безопасности, устанавливать количественную оценку риска принятого решения, а также прогнозировать долговечность несущих элементов конструкций по критерию допустимой надежности.

Теория надежности строительных конструкций как самостоятельная наука сформировалась в XX веке на базе классической теории вероятностей и математической статистики. Важность и высокую значимость данной науки для инженерно-строительной отрасли отмечается в современных исследованиях анализа безопасности строительных конструкций в РФ и за рубежом [1-3]. Однако актуальными остаются ряд проблем и задач в данной области. Например, в исследовании [4] отмечается, что «на практике в инженерных сооружениях трудно получить достаточные статистические выборочные данные для построения функции распределения вероятностей стохастической модели. Кроме того, небольшая ошибка в «подгонке» функции распределения вероятностей модели может привести к большой ошибке расчета структурной надежности».

Одним из современных векторов развития теории надежности строительных конструкций является использование новых теорий анализа данных, которые позволяют нивелировать недостатки теории вероятностей и математической статистики в отдельных задачах. Такой областью, например, является анализ интервальных данных о случайных величинах. За последние годы разработаны различные алгоритмы на базе теории выпуклых множеств (convex sets) [5, 6] и на базе интервального анализа [7, 8]. Например, в [9] отмечается, что «во многих случаях при использовании вероятностной модели для анализа практических проблем неопределенности приходится делать предположения о распределении вероятностей для параметров. Однако существуют исследования, указывающие на то, что даже небольшое отклонение параметров распределения от реальных значений может привести к очень большой ошибке анализа надежности. С другой стороны, благодаря обширной инженерной практике было установлено, что, хотя очень трудно получить точные распределения вероятностей неопределенных параметров, когда выборки недостаточны по объему или низкого качества, как правило, нетрудно получить интервалы их изменения на основе ограниченных данных и инженерного опыта. Например, при анализе обработки листового металла трудно получить распределение вероятности коэффициента трения между пресс-формой и листом из-за сложности смазочной среды; однако, основываясь на имеющемся опыте, можно утверждать, что такой коэффициент трения лежит в интервале [0,1; 0,2]».

В данной работе предлагается исследовать проблему анализа надежности элементов строительных конструкций при ограниченной статистической информации – когда известны лишь оценки границ изменчивости случайных величин. Такие границы могут быть получены исходя из технологической документации на строительные материалы с допусками или вероятностным анализом имеющейся выборочной совокупности данных.

Модели и методы

Пусть имеется математическая модель предельного состояния для некоторого элемента строительной конструкции, представленная в виде функции резерва прочности [10] $g(x, y)$ в виде:

$$g(x, y) = 1 - \frac{1}{x^2 y - y} \geq 0, \quad (1)$$

где x и y – случайные величины.

Вычислим частные производные функции g по случайным переменным:

$$\frac{\partial g(x, y)}{\partial x} = \frac{2xy}{(y - x^2 y)^2},$$

$$\frac{\partial g(x, y)}{\partial y} = \frac{x^2 - 1}{(y - x^2 y)^2}.$$

В соответствии с [10] или Eurocode 0 «Basis of structural design», индекс надежности β по математической модели (1) можно вычислить как:

$$\beta = \frac{S_g}{m_g}, \quad (2)$$

где S_g – среднеквадратическое отклонение параметра g как случайной величины;

m_g – математическое ожидание параметра как случайной величины.

Статистические параметры для g определяются следующим образом:

$$m_g = 1 - \frac{1}{m_x^2 m_y - m_y},$$

$$S_g = \sqrt{\left(\frac{\partial g(x, y)}{\partial x} \right)_{m_i}^2 S_x^2 + \left(\frac{\partial g(x, y)}{\partial y} \right)_{m_i}^2 S_y^2},$$

где m_i отражает использование математических ожиданий случайных величин вместо их обозначений после взятия производных функций.

Рассмотрим пример. Пусть известны следующие статистические параметры для случайных величин: $m_x = 2,4$, $S_x = 0,2$, $m_y = 0,3$, $S_y = 0,05$. Подставим данные параметры в (2) можно вычислить индекс надежности $\beta = 1,636$. Примем, что параметры имеют нормальное распределение, тогда вероятность безотказной работы составит $P = \Phi(\beta) = \Phi(1,636) = 0,950$, где $\Phi(\cdot)$ – значение функции Лапласа.

Выполним статистическое моделирование методом Монте-Карло: сгенерируем 1000 пар значений x и y (см. рисунок 1).

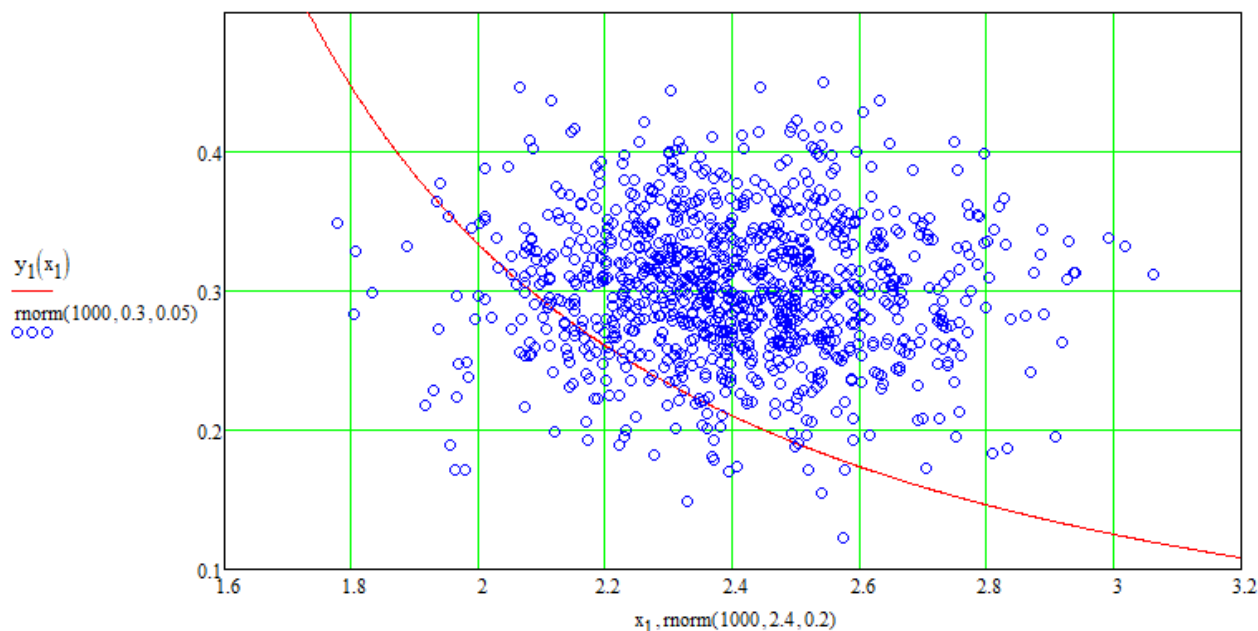


Рисунок 1 – Статистическое моделирование методом Монте-Карло

Как видно из рисунка 1 за линией предельного состояния оказалось большее количество точек экспериментальных данных ($n=103$). Вероятность безотказной работы можно оценить как $(1000-103)/1000=0,897$. Таким образом, статистическое моделирование показало значительно меньшее значение вероятности безотказной работы. Использование FOSM-метода анализа надежности с разложением функции предельного состояния в ряд

Тейлора первого порядка может привести к неверным результатам при анализе нелинейных функций предельного состояния.

В последние десятилетия активно развиваются альтернативные методы анализа надежности. Одним из современных подходов к анализу надежности является оценка вероятности безотказной работы при наличии информации о случайных величинах в виде границ их изменчивости.

«Правило трех сигм» или правило «68-95-99.7» позволяют оценить границы значений нормально распределённой случайной величины. Для случайных величин в вышеописанном примере получим $x \in [1,8; 3,0]$, $y \in [0,15; 0,45]$ (см. рисунок 2).

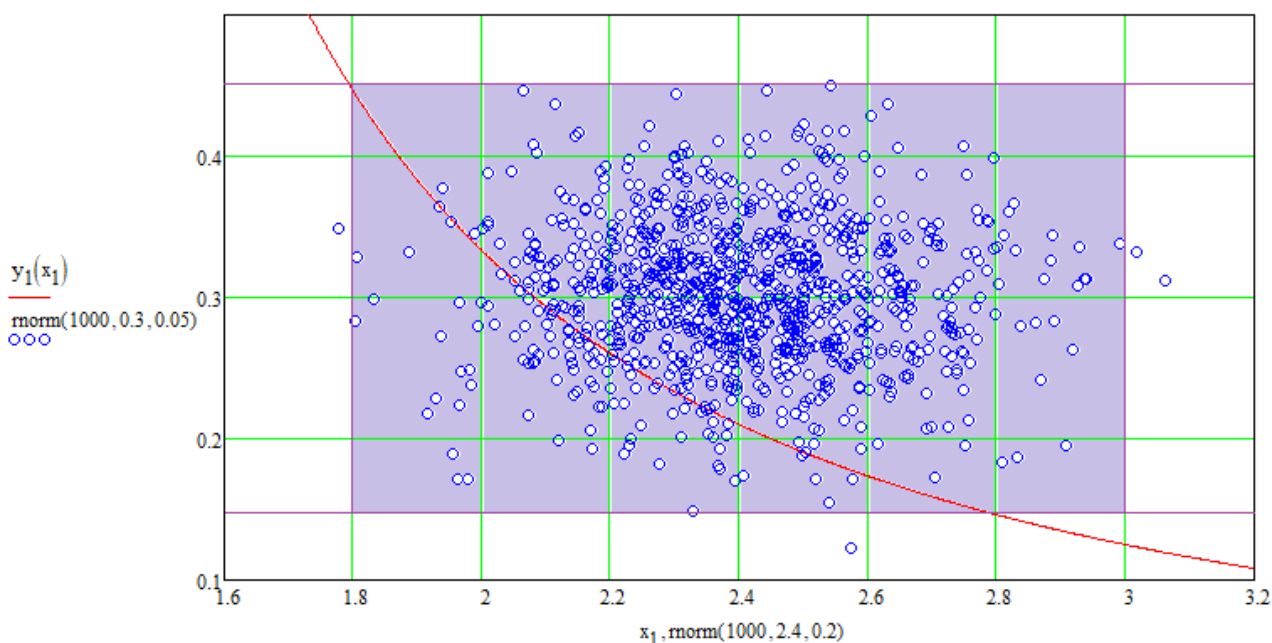


Рисунок 2 – Границы значений нормально распределённой случайной величины по «правилу трех сигм»

Площадь отсекаемой части прямоугольника функцией $g(x, y)=0$ составляет $A_{failure}=2367$. Общая площадь прямоугольника $A=8206$. Тогда вероятность отказа можно оценить как $2367/8206=0,288$. Соответственно вероятность безотказной работы $P=1-0,288=0,712$.

Вероятность безотказной работы получилась ниже, чем по результатам статистического моделирования. Это связано с тем, что модель прямоугольника является «консервативной» и обеспечивает запас надежности. В качестве современных моделей области изменчивости случайных величин используются эллипсоидные модели [11] и модели многогранников [12]. Вероятность безотказной работы, полученную по результатам такого подхода, можно рассматривать как нижнюю границу надежности.

Результаты исследования и их анализ

Правило трех сигм применимо при нормальном законе распределения случайной величины. При неполной статистической информации, что нередко встречается в практических задачах анализа надежности, трудно установить очевидную принадлежность генеральной совокупности данных к тому или иному виду распределения вероятностей. Например, как отмечает профессор В.А. Адищев в исследовании [13]: «В настоящее время во многих работах публикуются экспериментальные данные, свидетельствующие о том, что распределения реально наблюдаемых случайных величин в подавляющем большинстве случаев отличны от нормального распределения. Да и в целом, по мнению многих исследователей, применение методов математической статистики некорректно, так как невозможно на практике с помощью реальных экспериментальных установок проверить

достоверность полученных с их помощью результатов». В связи с этим, для определения границ изменчивости случайной величины можно использовать неравенство Высочанского-Петунина, которое можно записать в следующем виде:

$$\Pr(|X - m_x| \geq kS_x) = \frac{4}{9k^2}, \quad (3)$$

где k – любое положительное число, с условием $k > \sqrt{\frac{8}{3}}$.

Преимуществом такого подхода является то, что данное неравенство справедливо в том числе и для резко асимметричных распределений, тем самым устанавливая границы для множества значений случайной величины, попадающих в определённый интервал.

Границы изменчивости случайной величины могут быть получены следующим образом: аналитически (3) или графически (см. рисунок 3) устанавливается значение параметра k для принятой доверительной вероятности; границы случайной величины вычисляются по формуле: $[\underline{x}; \bar{x}] = [m_x - kS_x; m_x + kS_x]$.

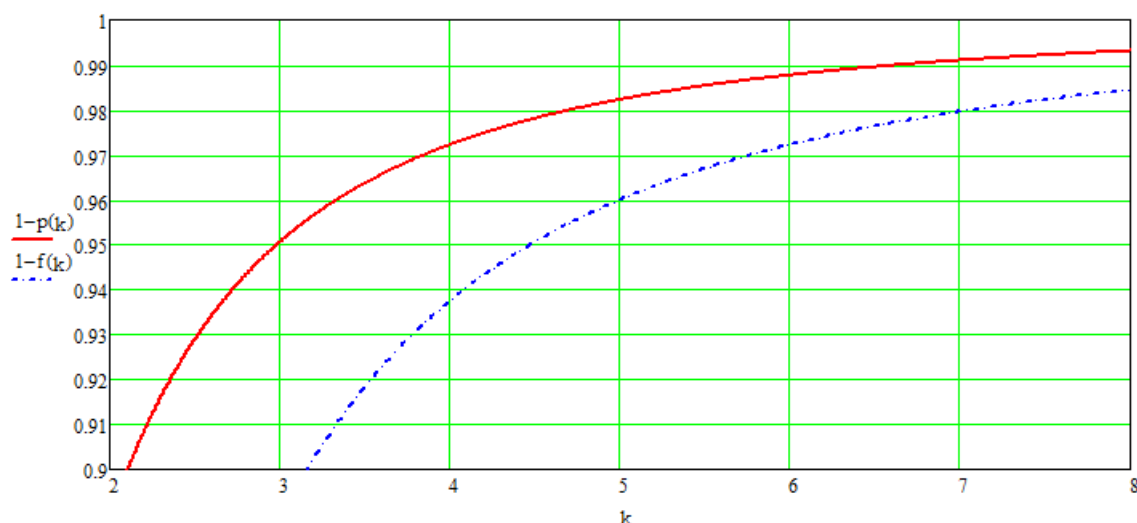


Рисунок 3 – Зависимость $1-P(k)$ для неравенства Высочанского-Петунина и $1-f(k)$ для неравенства Чебышёва

Из рисунка 3 видно, что неравенство Высочанского-Петунина усиливает известное неравенство П.Л. Чебышёва. Доверительные границы интервала $[m_x - kS_x; m_x + kS_x]$ будут информативнее по неравенству Высочанского-Петунина, что достигается введение ограничения на функцию плотности распределения вероятности, что она должна быть одномодальной и иметь конечную дисперсию. Абсолютное большинство случайных величин в строительной практике можно считать подходящими под данное условие.

Границы изменчивости случайной величины могут быть получены также по формулам (см. [14], формулы (1)-(2)).

В практических задачах, вследствие ограниченности статистических данных, выявить точные оценки математического ожидания m_x и среднеквадратического отклонения S_x затруднительно. Использование данных по выборочной совокупности в виде среднего значения и выборочного стандартного отклонения может привести к ошибкам в расчетах надежности. Таким образом, предпочтительным вариантом является оценка статистических

параметров в виде доверительных интервалов $m_x \in [\underline{m}_x; \bar{m}_x]$ и $S_x \in [\underline{S}_x; \bar{S}_x]$.

Тогда можно сформировать две группы интервалов: $[\underline{x}; \bar{x}] = [\underline{m}_x - k\bar{S}_x; \bar{m}_x + k\bar{S}_x]$, $[\underline{x}'; \bar{x}'] = [\underline{m}_x - k\underline{S}_x; \bar{m}_x + k\underline{S}_x]$. Тогда может быть сформировано две области предельного состояния (см. рисунок 4).

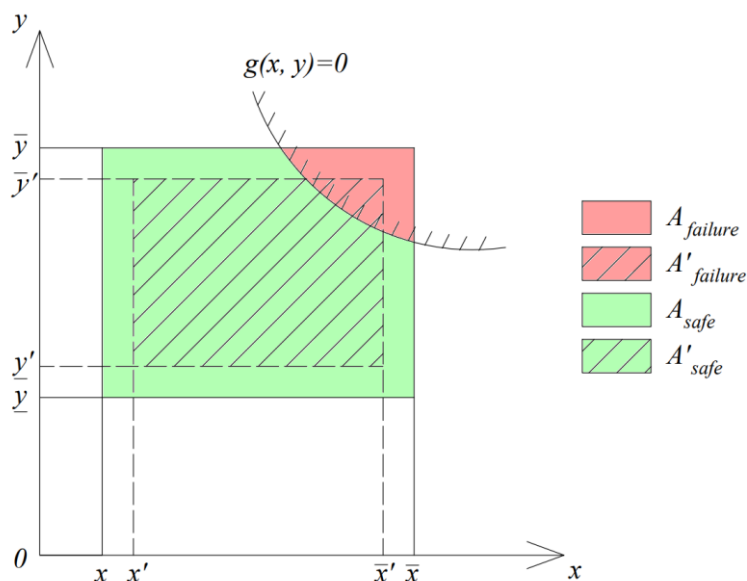


Рисунок 4 – Граничные функции распределения, формирующие p-блок

По результатам решения будет получен интервал значений вероятности безотказной работы в виде:

$$\left[\underline{P} = 1 - \frac{A_{failure}}{A} = \frac{A_{safe}}{A}; \bar{P} = 1 - \frac{A'_{failure}}{A'} = \frac{A'_{safe}}{A'} \right], \quad (4)$$

где $A = (\bar{x} - \underline{x}) \cdot (\bar{y} - \underline{y})$;
 $A' = (\bar{x}' - \underline{x}') \cdot (\bar{y}' - \underline{y}')$.

В результате анализа надежности, вероятность безотказной работы представлена в виде интервала. Принятие решение о дальнейшей эксплуатации элемента также должно основываться на современных теориях анализа данных [15]. В целях обеспечения требуемой надежности при оперативной оценке можно руководствоваться пессимистическим (нижним) значением, а затем для наиболее ненадежных конструкций увеличивать количество статистической информации и получать более информативные интервалы надежности. Способ определения уровня надежности строительных конструкций с заданным риском при интервальной неопределенности также описан в [16].

Рассмотрим пример. Необходимо определить вероятность безотказной работы сжатого стержня фермы по критерию устойчивости. Пусть нагрузка на ферму и предел прочности стали являются случайными величинами с интервальными оценками математического ожидания и среднеквадратического отклонения.

Расчет надежности стержней фермы более подробно изложен в работе [17].

В общем виде для любого стержня фермы можно составить математическую модель предельного состояния вида:

$$N(\sigma) \leq N_{ult}^0,$$

где σ_k – предел прочности стали;

N_{ult}^0 – предельное продольное усилие для стержня фермы.

Предельное усилие для элемента фермы может быть определено по различным критериям предельных состояний, из условия устойчивости стержня фермы:

$$N(\sigma_k) \leq N_{ult}^0 = \sigma_k A \cdot \phi(\sigma_k, E), \quad (5)$$

где A – площадь сечения;

ϕ – коэффициент продольной устойчивости;

E – модуль упругости стали.

Так как в практических расчетах площадь сечения стержня фермы можно измерить с высокой точностью, данная величина принимается детерминированной (постоянной). Модуль упругости стали в данной задаче также принимается детерминированной величиной, из-за малой изменчивости.

Коэффициент продольной устойчивости принимается по таблицам приложения Д.1 СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции». Для оптимизации вероятностного анализа надежности стержня, в расчете будет использоваться зависимость, полученная путем аппроксимации значений из таблицы приложения Д1 СП 16.13330.2017 (см. рисунок 5).

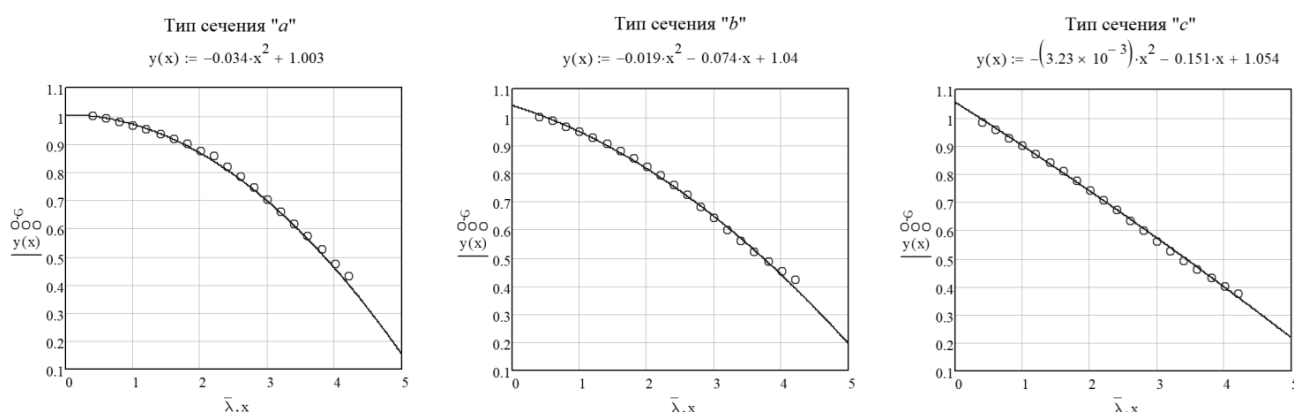


Рисунок 5 – Зависимость $\phi - \bar{\lambda}$ для различных типов сечений по табл. Д.1 СП 16.13330.2017 [18]

Рассмотрим вариант расчета надежности стержня по критерию устойчивости с сечением типа «а». В соответствии с рисунком 5, для данного типа сечения:

$$\phi = 1,003 - 0,034 \cdot \bar{\lambda}^2 = 1,003 - 0,034 \lambda^2 \frac{\sigma}{E} \quad (6)$$

где $\bar{\lambda}$ – приведенная гибкость, λ – гибкость элемента, $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\sigma / E}$;

E – модуль упругости стали.

Подставив аппроксимированную зависимость (6) в выражение (5), можно записать математическую модель в виде:

$$N(\sigma_k) \leq \sigma_k A \cdot \left(1,003 - 0,034 \cdot \lambda \frac{\sigma_k}{E} \right). \quad (7)$$

Гибкость элемента λ принимается детерминированной (постоянной) величиной в первом приближении, т.к. изменчивость радиуса инерции для различных профилей можно считать небольшой по данным сортаментов.

Построим график (см. рисунок 6), подставив исходные данные (см. таблицу 1), которые не обязаны подчиняться закону нормального распределения.

Таблица 1 – Исходные данные для примера

Число k из неравенства Высочанского-Петунина	3
Гибкость λ	99
Площадь сечения стержня, см ²	13,9
Матожидание предела прочности стали, МПа	[258; 262]
Стандартное отклонение предела прочности стали, МПа	[10; 18]
Матожидание нагрузки, кН	[189; 191]
Стандартное отклонение нагрузки, кН	[5; 9]
Модуль упругости стали, МПа	200000

Запишем формулу функции резерва прочности согласно формуле (7):

$$N(\sigma) = \sigma A \cdot \left(1,003 - 0,034 \cdot \lambda \frac{\sigma}{E} \right)$$

Формируем группы интервалов:

$$[\underline{\sigma}; \bar{\sigma}] = [\underline{m}_{\sigma} - k\bar{S}_{\sigma}; \bar{m}_{\sigma} + k\bar{S}_{\sigma}] = [258 - 3 \cdot 18; 262 + 3 \cdot 18] = [204; 316] \text{ МПа};$$

$$[\underline{\sigma}'; \bar{\sigma}'] = [\underline{m}_{\sigma} - k\underline{S}_{\sigma}; \bar{m}_{\sigma} + k\underline{S}_{\sigma}] = [258 - 3 \cdot 10; 262 + 3 \cdot 10] = [228; 292] \text{ МПа};$$

$$[\underline{N}; \bar{N}] = [\underline{m}_N - k\bar{S}_N; \bar{m}_N + k\bar{S}_N] = [189 - 3 \cdot 9; 191 + 3 \cdot 9] = [162; 218] \text{ кН};$$

$$[\underline{N}'; \bar{N}'] = [\underline{m}_N - k\underline{S}_N; \bar{m}_N + k\underline{S}_N] = [189 - 3 \cdot 5; 191 + 3 \cdot 5] = [174; 206] \text{ кН}.$$

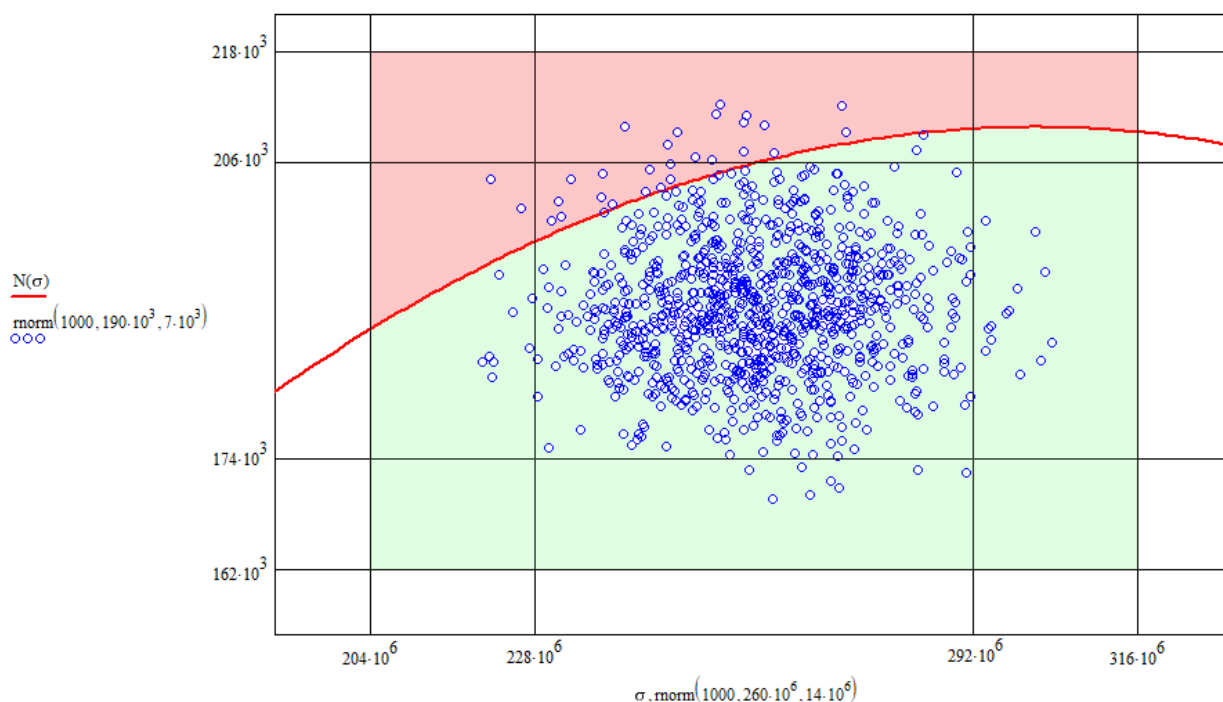


Рисунок 6 – Границы значений прочности от нагрузки:

$gnorm(n, mx, Sx)$ – функция генерации значений с нормальным законом распределения, n – число испытаний; mx – математическое ожидание; Sx – среднеквадратическое отклонение

Получаем интервал значений вероятности безотказной работы по формуле (4):

$$A = (\bar{\sigma} - \underline{\sigma}) \cdot (\bar{N} - \underline{N}) = (316 - 204) \cdot 10^6 \cdot (218 - 162) \cdot 10^3 = 6,272 \cdot 10^{12};$$

$$A' = (\bar{\sigma}' - \underline{\sigma}') \cdot (\bar{N}' - \underline{N}') = (292 - 228) \cdot 10^6 \cdot (206 - 174) \cdot 10^3 = 2,048 \cdot 10^{12};$$

$$A_{failure} = A - \int_{208 \cdot 10^6}^{312 \cdot 10^6} N(\sigma) d\sigma - (316 - 204) \cdot 10^6 \cdot 162 \cdot 10^3 = 1,624 \cdot 10^{12};$$

$$A'_{failure} = A' - \int_{220 \cdot 10^6}^{300 \cdot 10^6} N(\sigma) d\sigma - (292 - 228) \cdot 10^6 \cdot 174 \cdot 10^3 = 5,544 \cdot 10^{10};$$

$$\left[\underline{P} = 1 - \frac{A_{failure}}{A}; \bar{P} = 1 - \frac{A'_{failure}}{A'} \right] = \left[\underline{P} = 1 - \frac{1,624}{6,272}; \bar{P} = 1 - \frac{5,544}{204,8} \right] = [0,741; 0,973]$$

Результаты, полученные другими способами:

$$P = 1 - \frac{28}{1000 - 28} = 0,971$$

- по методу Монте-Карло –

- по методу FOSM (см. таблицу 2).

Таблица 2 – Результаты расчета надежности по методу FOSM

Расчетный случай	Пессимистический вариант ($N = 191$ кН, $S_N = 9$ кН, ($\sigma = 258$ МПа, $S_\sigma = 18$ кН)	Параметры выборочной совокупности ($N = 190$ кН, $S_N = 7$ кН, ($\sigma = 260$ МПа, $S_\sigma = 14$ кН)	Оптимистический вариант ($N = 189$ кН, $S_N = 5$ кН, ($\sigma = 262$ МПа, $S_\sigma = 10$ кН)
Матожидание	$m_g = 0,071$	$m_g = 0,077$	$m_g = 0,084$
Стандартное отклонение	$S_g = 0,047$	$S_g = 0,036$	$S_g = 0,026$
Индекс надежности	$\beta = 1,494$	$\beta = 2,147$	$\beta = 3,284$
Надежность	$P = 0,932$	$P = 0,984$	$P = 0,999$

Результаты расчета надежности по методу FOSM (таблица 2) отражают завышенную оценку вероятности безотказной работы стержня фермы по сравнению с численным экспериментом по методу Монте-Карло. Результаты расчета надежности по предложенному методу формируют интервал, в который попадает значение надежности по численному эксперименту, что свидетельствует о достоверности предлагаемого подхода. Более того, метод FOSM и метод Монте-Карло требует привязки случайной величины к конкретному распределению вероятностей, в то время как в практических задачах анализа надежности по малой выборке статистических данных это сделать затруднительно, а ошибки в выборе функции распределения случайной величины приводят к существенным ошибкам в задачах анализа надежности.

Выводы

1. В статье предложен новый подход к оценке надежности элементов строительных конструкций с моделированием случайных величин путем оценки границ их изменчивости, что позволяет снизить количество используемых статистических гипотез и упростить анализ надежности с практической точки зрения. На численных примерах продемонстрировано, что использование ряда необоснованных статистических гипотез приводит к неверной оценке надёжности строительных конструкций;

2. Значение надежности, полученное по результатам использования предлагаемого подхода, получается ниже, чем при использовании классических вероятностных методов или статистическом моделировании методами Монте-Карло. Это связано с тем, что область предельного состояния в виде прямоугольника (или параллелепипеда в случае 3 случайных величин) представляет собой консервативное решение, направленное в запас надежности. Данный подход можно рассматривать как нижнюю оценку границы вероятности безотказной работы элемента по заданному критерию предельного состояния.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Du W., Ma J., Yue P., Gong Y. An Efficient Reliability Method with Multiple Shape Parameters Based on Radial Basis Function // *Applied Sciences*. 2022. Vol. 12. No. 19. P. 9689.
2. Zhou S., Zhang J., Zhang Q., Huang Y., Wen M. Uncertainty theory-based structural reliability analysis and design optimization under epistemic uncertainty // *Applied Sciences*. 2022. Vol. 12. No. 6. P. 2846.
3. Соловьев С.А., Соловьева А.А., Умнякова Н.П., Кочкин А.А. Анализ проблем оценки индекса надежности элементов строительных конструкций // *Жилищное строительство*. 2022. № 7. С. 32-39.
4. Li Q., Wang J., Su G. A Grasshopper Optimization Algorithm-Based Response Surface Method for Non-Probabilistic Structural Reliability Analysis with an Implicit Performance Function // *Buildings*. 2022. Vol. 12. No. 7. P. 1061.
5. Elishakoff I., Ben-Haim Y. *Convex Models of Uncertainty in Applied Mechanics* // Amsterdam: Elsevier. 1990. 240 p.
6. Sun W., Yang Z. A comprehensive model for structural non-probabilistic reliability and the key algorithms // *Computer Modeling in Engineering & Sciences*. 2020. Vol. 123. No. 1. P. 309-332.
7. Jiang C., Li W. X., Han X., Liu L. X., Le P. H. Structural reliability analysis based on random distributions with interval parameters // *Computers & Structures*. 2011. Vol. 89. No. 23-24. P. 2292-2302.
8. Gao W., Wu D., Gao K., Chen X., Tin-Loi F. Structural reliability analysis with imprecise random and interval fields // *Applied Mathematical Modelling*. 2018. Vol. 55. P. 49-67.
9. Jiang C., Han X., Liu G.R., Li G.Y. The optimization of the variable binder force in U-shaped forming with uncertain friction coefficient // *Journal of Materials Processing Technology*. 2007. Vol. 182. No. 1-3. P. 262-267.
10. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
11. Li K., Liu H. Structural Reliability Analysis by Using Non-Probabilistic Multi-Cluster Ellipsoidal Model // *Entropy*. 2022. Vol. 24. No. 9. P. 1209.
12. Cao L., Liu J., Xie L., Jiang C., Bi R. Non-probabilistic polygonal convex set model for structural uncertainty quantification // *Applied Mathematical Modelling*. 2021. Vol. 89. P. 504-518.
13. Адищев В. В., Шамаков Д. С. Метод построения функции принадлежности с "прямой" обработкой исходных данных // *Труды ИГАСУ*. 2013. Т. 16. № 2(56). С. 45-66.
14. Pradlwarter H.J. The use of kernel densities and confidence intervals to cope with insufficient data in validation experiments // *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 2008. Vol. 197. Pp. 2550-2560.
15. Уткин Л.В. Анализ риска и принятие решений при неполной информации. Санкт-Петербург : Наука, 2007. 404 с. ISBN 978-5-02-025187-8.
16. Уткин В.С., Шепелина Е.А. Расчет надежности оснований фундаментов по критерию прочности при ограниченной информации о нагрузке // *Инженерно-строительный журнал*. 2013. № 1(36). С. 48-56. doi:10.5862/MCE.36.6.
17. Соловьев С.А., Иньков А.Э., Соловьева А.А. Метод расчета надежности шарнирно-стержневых систем при интервальной оценке случайных величин // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2022. № 3(302). С. 28-34. doi:10.37538/0069-2383.2022.3.28.34.
18. Соловьев С. А., Иньков А. Э., Соловьева А. А. Анализ надежности элементов стальных ферм при интервальной оценке случайных величин // *Вестник ВоГУ. Серия: технические науки*. 2022. № 1(15). С. 53-57.

REFERENCES

1. Du W., Ma J., Yue P., Gong Y. An Efficient Reliability Method with Multiple Shape Parameters Based on Radial Basis Function. *Applied Sciences*. 2022. Vol. 12. No. 19. P. 9689.
2. Zhou S., Zhang J., Zhang Q., Huang Y., Wen M. Uncertainty theory-based structural reliability analysis and design optimization under epistemic uncertainty // *Applied Sciences*. 2022. Vol. 12. No. 6. P. 2846.
3. Solov'yev S.A., Solov'yeva A.A., Umnyakova N.P., Kochkin A.A. Analiz problem otsenki indeksa nadezhnosti elementov stroitel'nykh konstruktsiy [Analysis of the problems of assessing the reliability index of elements of building structures] // *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2022. No. 7. Pp. 32-39. (rus).
4. Li Q., Wang J., Su G. A Grasshopper Optimization Algorithm-Based Response Surface Method for Non-Probabilistic Structural Reliability Analysis with an Implicit Performance Function // *Buildings*. 2022. Vol. 12. No. 7. P. 1061.
5. Elishakoff I., Ben-Haim Y. *Convex Models of Uncertainty in Applied Mechanics*. Amsterdam: Elsevier. 1990. 240 p.
6. Sun W., Yang Z. A comprehensive model for structural non-probabilistic reliability and the key algorithms // *Computer Modeling in Engineering & Sciences*. 2020. Vol. 123. No. 1. Pp. 309-332.
7. Jiang C., Li W. X., Han X., Liu L. X., Le P. H. Structural reliability analysis based on random distributions with interval parameters // *Computers & Structures*. 2011. Vol. 89. No. 23-24. Pp. 2292-2302.
8. Gao W., Wu D., Gao K., Chen X., Tin-Loi F. Structural reliability analysis with imprecise random and interval fields // *Applied Mathematical Modelling*. 2018. Vol. 55. Pp. 49-67.

9. Jiang C., Han X., Liu G.R., Li G.Y. The optimization of the variable binder force in U-shaped forming with uncertain friction coefficient // *Journal of Materials Processing Technology*. 2007. Vol. 182. No. 1-3. Pp. 262–267.
10. Rzhantsyn A.R. *Teoriya rascheta stroitel'nykh konstruktsey na nadezhnost'* [Theory of calculation of building structures for reliability]. Moscow: Stroyizdat. 1978. 239 p. (rus).
11. Li K., Liu H. Structural Reliability Analysis by Using Non-Probabilistic Multi-Cluster Ellipsoidal Mode // *Entropy*. 2022. Vol. 24. No. 9. P. 1209.
12. Cao L., Liu J., Xie L., Jiang C., Bi R. Non-probabilistic polygonal convex set model for structural uncertainty quantification // *Applied Mathematical Modelling*. 2021. Vol. 89. Pp. 504-518.
13. Adishchev V. V., Shmakov D. S. Metod postroyeniya funktsii prinadlezhnosti s "pryamoy" obrabotkoy iskhodnykh dannyykh [Method of constructing a membership function with "direct" processing of initial data] // *Trudy NGASU*. 2013. Vol. 16. No. 2(56). Pp. 45-66. (rus).
14. Pradlwarter H.J. The use of kernel densities and confidence intervals to cope with insufficient data in validation experiments // *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 2008. Vol. 197. Pp. 2550–2560.
15. Utkin L.V. Analiz riska prinyatiya resheniy pri nepolnoy informatsii [Decision risk analysis with incomplete information] Sankt-Peterburg; Nauka. 2007. 404 p. ISBN 978-5-02-025187-8 (rus).
16. Utkin V.S., Shepelina E.A. Raschet nadezhnosti osnovaniy fundamentov po kriteriyu prochnosti pri ogranichennoy nagruzke na nagruzku [Calculation of the reliability of foundation beds according to the strength criterion with limited information about the load] // *Magazine of Civil Engineering*. 2013. No. 1(36). Pp. 48-56. doi:10.5862/MCE.36.6 (rus).
17. Solov'yev S.A., In'kov A.E., Solov'yeva A.A. Metod rascheta nadezhnosti sharnirno-sterzhnevykh sistem pri interval'noy otsenke sluchaynykh velichin [A method for structural reliability analysis of trusses with interval uncertainty of random variables] // *Stroitel'naya mekhanika i raschet nablyudeniya*. 2022. No. 3(302). Pp. 28-34. doi:10.37538/0069-2383.2022.3.28.34. (rus).
18. Solov'yev S.A., In'kov A.E., Solov'yeva A.A. Analiz nadezhnosti elementov stal'nykh ferm pri interval'noy otsenke sluchaynykh velichin [Steel trusses elements reliability analysis based on random variables interval estimation] // *Vestnik VoGU. Seriya: tekhnicheskiye nauki*. 2022. No. 1(15). Pp. 53-57. (rus).

Информация об авторах:

Соловьев Сергей Александрович

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства.
E-mail: solovevsa@vogu35.ru

Иньков Александр Эдуардович

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, Россия,
аспирант, ассистент кафедры промышленного и гражданского строительства.
E-mail: inkovae@vogu35.ru

Соловьева Анастасия Андреевна

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, Россия,
аспирант, преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства.
E-mail: solovevaaa@vogu35.ru

Information about authors:

Solovyev Sergey Al.

Vologda State University, Vologda, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor of the industrial and civil construction department.
E-mail: solovevsa@vogu35.ru

Inkov Alexander Ed.

Vologda State University, Vologda, Russia,
assistant, post-graduate student the industrial and civil construction department.
E-mail: inkovae@vogu35.ru

Solovyeva Anastasia An.

Vologda State University, Vologda, Russia,
lecturer, post-graduate student the industrial and civil construction department.
E-mail: solovevsa@vogu35.ru

A.V. TUR¹, V.V TUR¹, A.A. LIZAHUB¹¹Brest State Technical University, Brest, Belarus

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY OF THE REINFORCED CONCRETE FLAT SLABS WITH THE CENTRAL SUPPORT LOSS

Abstract. The paper experimentally and theoretically considers the issues of assessing the robustness of reinforced concrete structural systems with flat slabs in an accidental design situation.

The methodology of experimental studies for two scale models of a flat slab fragment in the case of removal of the central support under static (sample FS-1) and dynamic (sample FS-2) loading are presented. Based on the data obtained, the analysis of the main mechanisms of resistance of flat slabs to progressive collapse was carried out.

The article presents a theoretical approach to a direct quantitative assessment of robustness, which is based on the provisions of the energy balance of a damaged structural system in an accidental design situation. The proposed solutions make it possible to determine the non-linear quasi-static "load-displacement" reaction and the ultimate dynamic resistance for reinforced concrete structural systems with flat slabs in the case of removal of the vertical key element.

Keywords: flat slab, robustness, resistance mechanism, membrane action, dynamic resistance, energy balance method.

В.В. ТУР¹, А.В. ТУР¹, А.А. ЛИЗОГУБ¹¹Брестский государственный технический университет, г. Брест, Беларусь

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОСКИХ ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ УДАЛЕНИИ ЦЕНТРАЛЬНОЙ ОПОРЫ

Аннотация. В работе экспериментально и теоретически рассмотрены вопросы оценки живучести железобетонных конструктивных систем с плоскими дисками перекрытий в особой расчетной ситуации.

Представлена методика проведения экспериментальных исследований для двух масштабных моделей фрагмента плоского перекрытия в случае удаления центральной опоры при статическом (образец FS-1) и динамическом (образец FS-2) нагружениях. На основании полученных данных выполнен анализ основных механизмов сопротивления плоских дисков перекрытия прогрессирующему обрушению.

В статье представлен теоретический подход прямой количественной оценки живучести, который основан на положениях энергетического баланса поврежденной конструктивной системы в особой расчетной ситуации. Предложенные решения позволяют определить нелинейную квазистатическую реакцию «нагрузка-перемещение» и величину предельного динамического сопротивления для железобетонных конструктивных систем с плоскими дисками перекрытий в случае удаления вертикального ключевого элемента.

Ключевые слова: плоское перекрытие, живучесть, механизм сопротивления, мембранный эффект, динамическое сопротивление, поврежденная система, энергетический баланс.

Introduction

The problem of the progressive collapse prevention of newly designed and existing structural systems, which originates from the accident of the Ronan Point residential building (1968, England), does not lose its relevance, but also acquires new significance due to the

increased level of risks to which humanity is exposed. Therefore, the progressive collapse of the reinforced concrete (RC) structural systems has risen much attention among the engineering community due to the frequent occurrence of accidental hazardous around the world, caused substantial loss of life and properties [1-6].

As was shown in [2] the multi-story RC building with flat slabs are one of the widely-used structural system in engineering practice. According to [1] the number of stories and seismic design intensity had significant effects on progressive collapse resistance of multi-story RC structural systems. It was found [1] "that the structure with a higher seismic design intensity had a greater capacity to prevent progressive collapse". Moreover, published literature [2, 4, 5] point out that the dynamic effects should be included in the robustness assessment since progressive collapse was a typical dynamic event arising from local damage.

Structural system robustness check is performed using non-linear static (NLS) or dynamic (NLD) models that take into account the spatial work of the structural system. It should be noted that although nonlinear dynamics (NLD) transient analyses can provide accurate predictions of structural responses under column removal scenarios, the related modeling is more complicated, and the computational consumption is more demanding compared to the nonlinear static (NLS) analyses [4]. Moreover, nonlinear dynamics procedure consists of sufficient uncertainties and the required computational resources will further increase if all typical column removal scenarios in building need to be evaluated [4]. As was shown in [7], it is thus necessary to develop a simplified and accurate methods to assist in the quick assessment of the progressive collapse fragility of RC structural systems considering the dynamic effects.

Current provisions [8-14] regulate that the structural systems should be evaluated under systematical alternate path (AP) analyses that comprehensively consider various column removal scenarios. Most structural codes [8-14] and current studies [2-7, 15] commonly considered the removal scenarios of one specific column or some of the typical columns (i.e. corner column, edge column and internal column) usually on the ground story of building.

In most cases, the robustness of structural systems is checked by indirect methods, such as the tie force method, aimed at a general increase in the plasticity (ductility) and integrity of structural systems. However, as it was shown in [6, 7, 16, 17], such methods are based on pre-accepted, constant values of limit deflections and do not take into account the real deformability of the tie elements. In some cases a such simplification can lead to an inadequate assessment of the design resistance and overestimation of the robustness of the damaged system. It is assumed that horizontal and vertical tie elements, designed by the method of tie forces [8-15], in most cases positively affect the robustness of the building as a whole. These effects, in turn, cannot be quantified within the framework of this method.

As was shown above the most dangerous local damage for a structural system is the failure of one specific or some of the typical vertical load-bearing structural elements (for example, a column or a section of a wall). These elements are commonly referred to as key elements. The key element removal scenario leads to the redistribution of the effects caused by the quasi-permanent combination of the gravitational loads applied to the elements of the damaged structural system. If the remain structural elements of the damaged system are able to resist additional effects and effectively redistribute internal forces to adjacent load-bearing elements, then the development of collapse process stops, and the damaged structural system becomes stable. In the opposite case, disproportionate collapse of the damaged structural system occurs.

The known direct methods for robustness assessment (the method of alternative load paths, the method of key elements designing) [2] make it possible to quantify the robustness of a damaged structural system, if the some specific criterion for robustness evaluation are available. However, there is still no generally accepted criterion for assessing robustness in regulatory documents. The most promising is the method of alternative load paths, which involves the sudden removal of a key element from the system and further analysis of the resistance of a damaged system (the term "modified system" is often found in the published literature).

The development of the construction industry, the introduction of new materials, the complexity of the applied structural systems on the one hand and the increase in the list of threats (accidental events) that can lead to progressive collapse, on the other, led to the need for theoretical and experimental studies of the robustness of structures in accidental situations and the development of a generally accepted criterion for assessing robustness.

To quantitatively include the dynamic effects in the load effects calculation subject to progressive collapse, an energy-based method was proposed to calculate the dynamic load increase factor by Izzuddin et al [4]. It should be noted that the main idea was that “the external work of the unbalanced loads caused by the sudden column loss could be dissipated by structure if it did not collapse” [4].

The quantitative criterion for robustness assessment can be found with usage energy-based method as the ultimate dynamic response of the structural system at the first half-cycle of oscillations after sudden removal of vertical load-bearing element [4, 7]. In accordance with the energy-based method a complete nonlinear quasi-static response of the damaged structural system is required for calculation of this response.

In the presented paper the multi-story buildings with the flat reinforced concrete floors are considered. Such type of floor (with flat slabs) are widely used in residential, office, administrative and industrial buildings for which economic losses and the threat to people's lives caused by an accidental event can be significant.

Over the past decade, a number of authors have conducted extensive studies in the field of prevention of the progressive collapse of reinforced concrete structural systems [2-4, 15, 16, 18, 19, 20-24], including structural systems with flat slabs [25-30].

Based on results of an available experimental studies [25-30], it is possible to describe the general case of behavior of a flat slab after the removal of the central support by the relationship “ q - δ ” which relates uniformly distributed load and deflection in the central node (see figure 1).

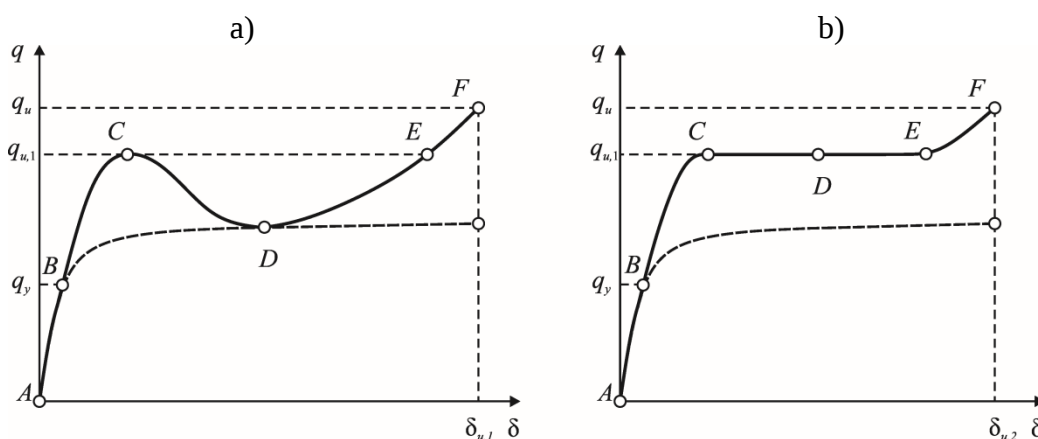


Figure 1 – Quasi-static load-displacement diagrams for a flat slab with removal of the central support:
(a) loading case with displacement control; (b) loading case with the load control

It should be noted that the “ q - δ ” relationship for loading case with displacement control (hard mode, see figure 1 a) and loading case with the load control (soft mode, see figure 1 b) are different. However, according to the energy conservation law, the deformation energy of the system (the area under the “load-displacement” curve, see figure 1) will be the same for both cases.

In loading case with displacement control as the deflections increase under increased uniformly distributed load (figure 1 a), several characteristic stages can be distinguished in the behavior of the slab, which correspond to the specific resistance mechanisms.

Initially, as the load increases, the deflection increases almost linearly (from point A to point C). Yield lines form and develop in the element (point B) until the maximum resistance is reached (point C). The initial interval A-C of the load-displacement relationship is defined as the elastic or

elastic-plastic stage. Some researchers [26] also define this interval as the “stage of a compressed membrane”, since compressive forces arise in the plane of the slab with small deflections and restraint of longitudinal deformations. As the result of the interaction of bending moments and longitudinal compressive forces the bending resistance of the flat slab increases. Therefore, the first peak load $q_{u,1}$ at point C in figure 1 a, will be situated higher than the load corresponding to the yielding point of steel reinforcement q_y (point B) obtained from the yield line theory. Deflection at point C for laterally restrained slabs is approximately equal to half the thickness of the slab.

At point C, the slab is completely divided into rigid blocks by yield lines (linear plastic hinges) and transforms to mechanism. The resistance of the slab decreases due to the decrease in compressive membrane forces until the complete destruction of the concrete along the yield lines over the entire height of the slab occurs (point D)

The interval from C to D is defined as transitional. As the load-bearing capacity decreases with increasing deflections and is close to point D, the compressive membrane forces in the slab decrease and turn into tensile ones.

After the point D, the effect of a tension membrane develops. The destruction of concrete occurs in the central region of the span over the entire height of the slab. At this stage whole tensile forces are redistributed to the remain steel reinforcement and/or ties. The failure of the slab occurs at point E and is associated with the failure of the tensile reinforcement and/or ties.

In flat slabs in which additional ties are provided to resist membrane effects, the load at point D may exceed the load at point C [26].

In loading case with the load control (figure 1 b), the response of the structural system immediately falls from point C to point E, in which the membrane resistance effect triggered. This is accompanied by a sudden increase in deflections and, as a consequence, by the appearance of dynamic inertial effects.

Experimental studies [25-30] show that flat slabs designed in the traditional way (with reliability parameters obtained based on economical optimization procedure according to ISO 2394 [31]) are not able to resist the gravitational loads with accounting the dynamic effects acting on the damaged system after the remove of the key element due to the bending resistance mechanism only or due to the effect of a tensile membrane only.

A number of authors [25, 27-30] for checking of robustness of the flat slabs try to consider a such mechanisms as the bending, the shear (punching) resistance, the effects of a compressed and tensile membrane together in one design model. However, due to the complexity of modeling the common influence and correlation of all resistance mechanisms, simplified models of structural systems with flat slabs are proposed, which often take into account only one specific resistance mechanism.

The working hypothesis is that an important role for the robustness of buildings with flat slabs is played by secondary resistance mechanisms that arise and develop during failure, as well as their common action and correlation (influence on each other).

The main purpose of the presented experimental studies is to investigate the failure mode of flat slabs and to validate proposed theoretical design model applied to assess their robustness after a sudden loss of the central column. To achieve this goal the following tasks were solved:

- design and construction of a scale model of a monolithic reinforced concrete floor with flat slab;
- experimental investigation of the failure mode of the flat slab after sudden removing the central column (under quasi-static and dynamic applied load);
- measurement of the reaction in the removed central support, vertical and horizontal displacements, strains in the tie elements, strains in concrete during step-by-step static and sudden dynamic loading of FS-1 and FS-2 specimen, respectively;
- analysis of experimental data and comparison with theoretical results of calculation with usage proposed model.

1 Experimental study methodology

1.1 Rationale of the test setup design

It should be noted that a number of problems arise associated with the experimental studies of the robustness with usage of the full-scale models. These include material costs, special equipment and test space. Therefore, experimental studies of robustness of the RC flat slabs in the case of a sudden removal of the central column were carried out on scale models.

The experimental program included two cases of vertical loading which modeled the column loss (figure 2): quasi-static (specimen FS-1) and dynamic (specimen FS-2).

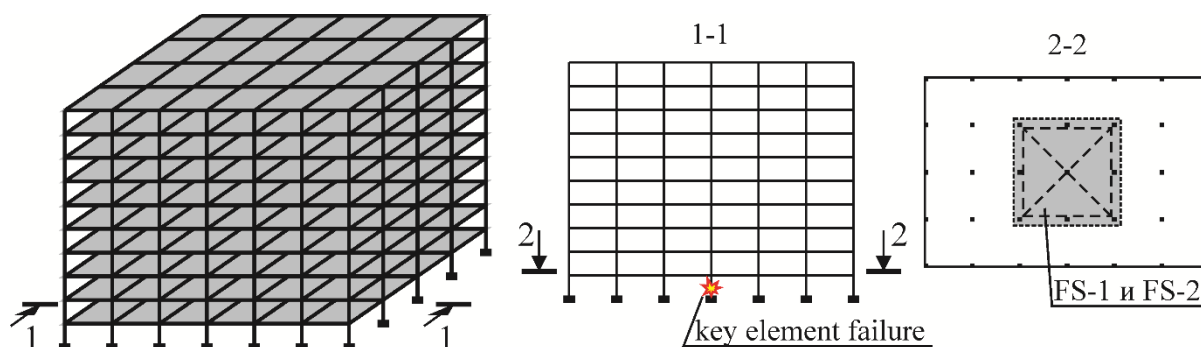


Figure 2 – Case of removal of the central column

The prototype of the flat floor was designed in accordance with the requirements of the current code [13, 14]. The scale models were constructed taking into account the scale coefficients of dimension theory and scaling rules [32]. The geometric scale factor was assumed to be $s_L = 6$, and the stress scale factor $s_f = 1$.

Some assumptions were made when modelling the boundary conditions of a flat slab to simplify experimental studies. The columns were modelled using steel plates on which the slab was supported, and the influence of adjacent spans on the horizontal and vertical boundary conditions of the fragment was modelled using contour beams embedded in a rigid steel concrete frame (see figure 3). These assumptions do not affect the confirmation of the proposed hypothesis.

In the middle of each face along the contour of the slabs, permanent (non-removable) supports C1-C4 were placed. A removable support C5 (C5') was placed in the center of the slab span. In the quasi-static test (specimen FS-1), the central support was modeled by a hydraulic jack. In the dynamic test (specimen FS-2), the central support was a special suddenly removable composite support.

It was shown in a number of publications [21, 29, 30] that at the time of a sudden loss of a column, on the floor, which is situated above the removed key element, act uniformly distributed gravitational loads (combination of self-weight and the long-term component of imposed loads). In experimental studies, the gravitational uniformly distributed load applied on the flat slab was modelled using piece calibrated steel blocks.

1.2 Test specimens description

Each specimen was a scale model of a 2×2 span flat slab fragment. All slabs were 2000×2000 mm (without contour beams) and 45 mm in height (see figure 3 a). The concrete slabs were reinforced with orthogonal fabric mesh of 2 mm diameter plain wires at 50 mm spacing ($62.8 \text{ mm}^2/\text{m}$) see figure 3 b. The zones under column were reinforced orthogonally with 2 mm wires at 50 mm spacing each direction as illustrated in figure 3 b. The concrete cover for the bottom and top reinforcement meshes was 7 mm. According to the method of tie forces, three reinforcing bars with a diameter of 4 mm are provided as horizontal ties in the middle column strip in two directions of the slab. Tie bars are placed in the middle of the height of the slab section and anchored in the contour beams. The construction and detailing of the test specimens are shown in figure 3.

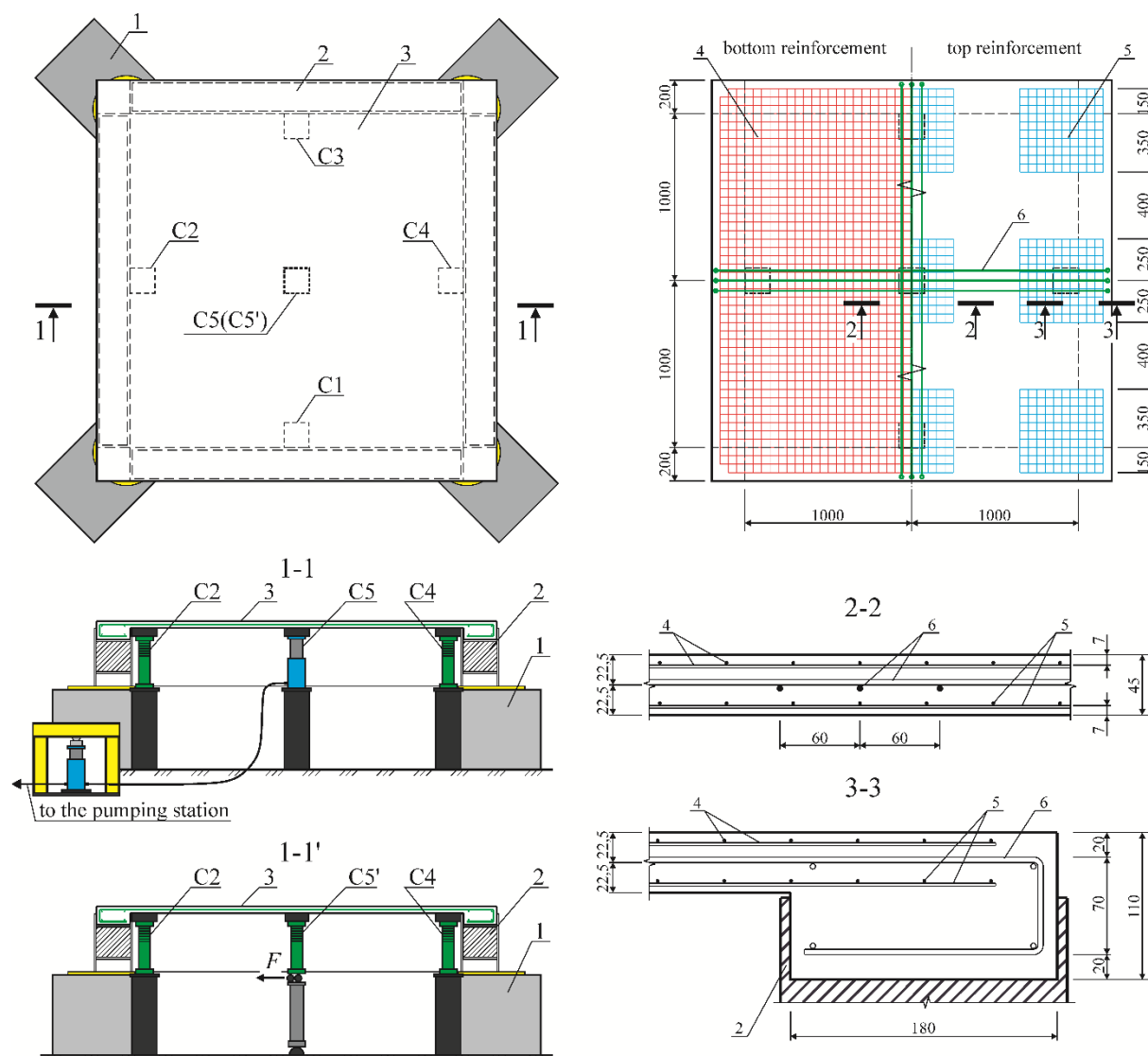


Figure 3 – Design of specimens FS-1 and FS-2:

a) general top view, section 1-1 for FS-1, section 1-1' for FS-2; b) scheme of reinforcement of specimens:
 C1..C4 – permanent (non-removable) supports; C5 (C5') – internal removable support; 1 – RC supports for the contour frame; 2 – rigid steel concrete contour frame; 3 – specimen; 4 – top reinforcement made of wire Ø2 with a step of 50×50 mm; 5 – bottom reinforcement made of wire Ø2 with a step of 50×50 mm; 6 – ties (reinforcing bars Ø4)

1.3 Materials, preparation and curing of specimens

The concrete mixture composition was designed taking into account the scale factors and the concreting of the slab in the laboratory conditions. The maximum size of a coarse aggregate was 5 mm. Concrete mix nominal composition per 1 m³: cement – 520 kg; fine aggregate – 850 kg; coarse aggregate – 900 kg; water – 200 l; Stachement 2010 – 8.2 kg.

The concrete strength was determined from test of the standard cylindrical (150 × 300 mm) and 100×100×100 mm cube specimens. The control specimens were cured in the same conditions as the slabs and tested according to standard methods [33] on the day of testing of each flat slab fragment. The specimens were tested to failure under uniform axial compression load in the Compression Testing Machine of capacity 3000 kN and the loading rate was kept constant for all specimens at 0,15 MPa/sec.

The modulus of elasticity of concrete was determined from test of the standard cylinders (150 × 300 mm) according to the standard procedure [34]. The main mechanical properties of concrete are given in table 1.

Table 1 – Mechanical properties of concrete

Specimen	Average compressive strength, MPa		Average tensile strength, MPa	Modulus of elasticity, GPa	Strains ⁽¹⁾ $\varepsilon_c \times 10^3$	
	$f'_{c,cube}$	f_{cyl}	f_{ct}	E_{cm}	peak ε_{c1}	ultimate ε_{cu}
FS-1	73,2	57,34	4,06	32,4	2,46	3,50
FS-2	77,1	65,34	4,57	32,7	2,56	3,11

Note: ⁽¹⁾ – Strains at the parametric points of the “stress-strain” relationship are determined in accordance with [14].

The main mechanical properties of the steel reinforcement in flat slab fragments are listed in table 2.

Table 2 – Main mechanical properties of the steel wire and reinforcing bars

Diameter Ø, mm	A_s , mm ²	Loading speed, MPa/s	Yield strength f_{ym} , MPa	ε_{sy} , %	Tensile strength f_{um} , MPa	ε_{su} ⁽¹⁾ , %	E_s , GPa
2	3,14	5	306,9	1,53	386,8	18,8	200
4	12,57	10	594,3	2,97	696,8	7,7	200

Note: ⁽¹⁾ – Strains at the parametric points of the deformation diagram are determined by testing in accordance with [35].

Samples of FS-1 and FS-2 slabs were cured under plastic film in laboratory conditions.

1.4 Characteristics of measurement devices

When testing the FS-1 specimens, vertical and horizontal displacements were measured using dial indicator with a sensitivity of 0.01 mm. To register the vertical deflections of the FS-2 specimen, a special measuring scale with a division price of 5 mm was used together with a laser level and a video camera with a shooting frequency of 60 frames/sec.

The strains of the tie elements in the FS-1 and FS-2 specimen were measured with usage strain gages with a gauge length of 20 mm and an electrical resistance of 100 Ohms. The strain gauge station was two measuring amplifiers "Spider 8".

The strain of the concrete of the top face of the FS-1 specimen slab were measured using the extensometer with a gauge length of 300 mm complete with a digital indicator with a sensitivity of 0.001 mm.

During the static unloading test of the FS-1 specimen, a load cell was used to measure the reaction in the central support.

Locations of deflection indicators D1..D7, strain gauges T1..T6 for specimen FS-1 and special measuring scale D1, strain gauges T1, T1'..T6, T6' for the FS-2 specimen are shown in figure 4. The locations of the extensometer markers S1, S2,...S12 for measuring the concrete strain at the top face of the FS-1 slab are shown in figure 5.

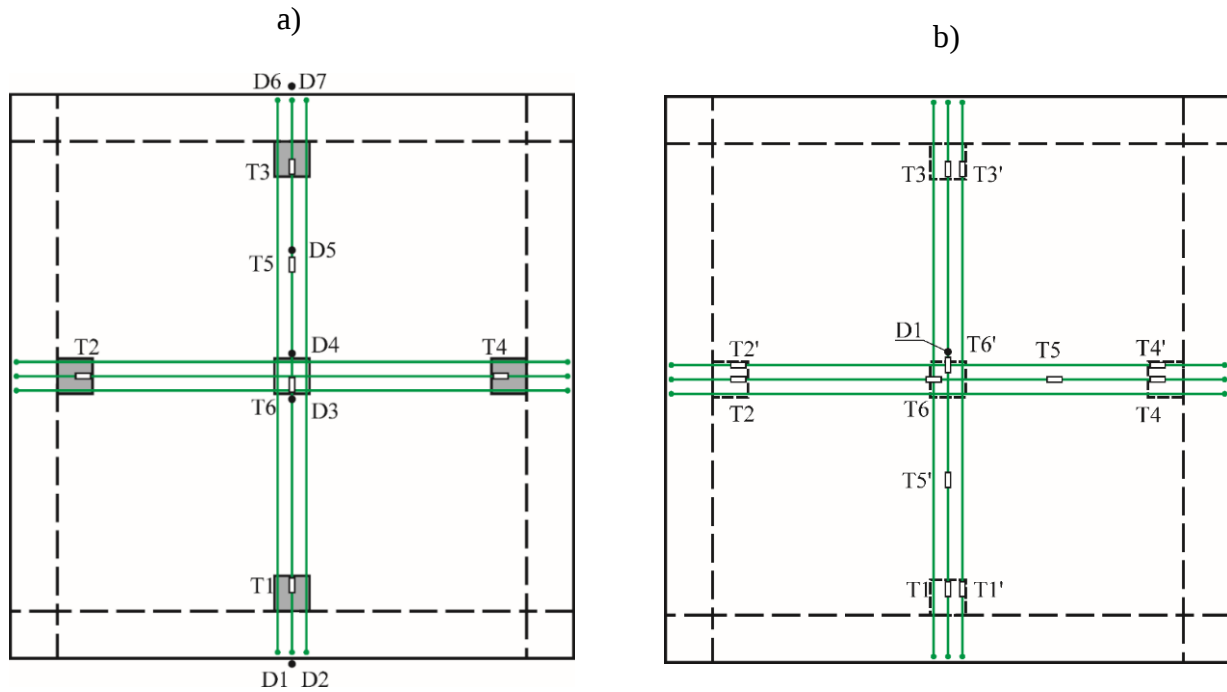


Figure 4 – Locations of deflection indicators D1..D7, strain gauges T1..T6 for specimen FS-1 (a) and special measuring scale D1, strain gauges T1, T1'..T6, T6' for the FS-2 specimen (b)

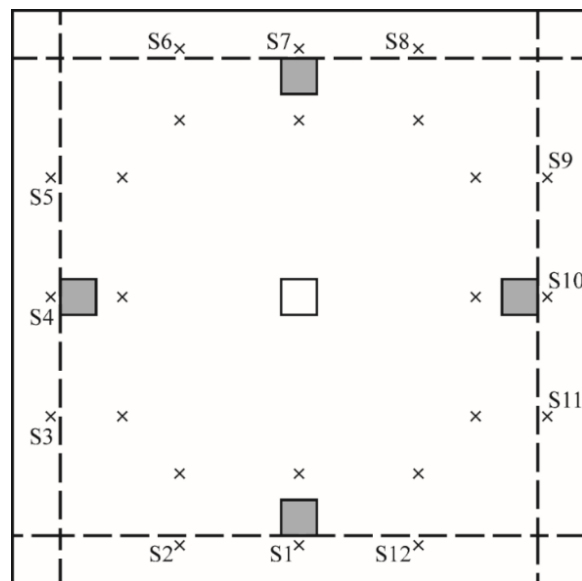


Figure 5 – The locations of the extensometer markers S1, S2,...S12 for measuring the concrete strain at the top face of the FS-1 slab

1.5 Testing procedure

The general view of the FS-1 and FS-2 specimens before the tests is shown in figure 6. Before removing the special suddenly removable composite support the FS-2 specimen was loaded by the uniformly distributed load of the designated level (item 12 figure 6 b).

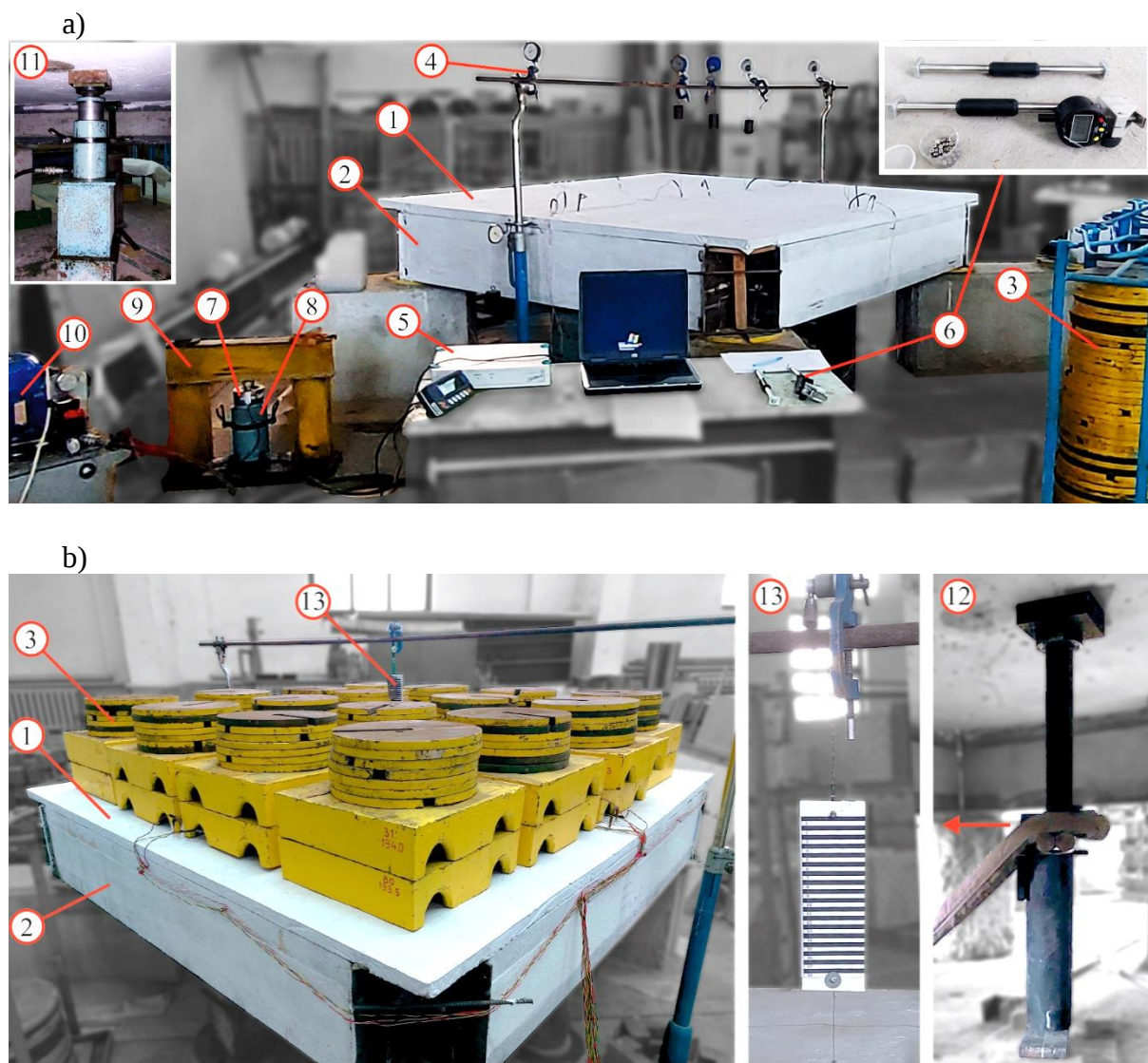


Figure 6 – The general view of the FS-1 (a) and FS-2 (b) specimens before the tests:

1 – test specimen; 2 – rigid steel concrete contour frame; 3 – piece calibrated steel weights;
4 – a system of deflection meters for measuring vertical and horizontal displacements; 5 – strain gauge station Spider-8;
6 – deformation meter (extensometer) with a base of 300 mm; 7 – load cell (50 kN); 8 – hydraulic jack №2;
9 – rigid steel frame; 10 – pumping station; 11 – central support of sample FS-1 (hydraulic jack №1);
12 – central support of sample FS-2 (composite removable support); 13 – special measuring scale D1

1.5.1 Quasi-static test of specimen FS-1

The FS-1 specimen was tested by the static unloading method proposed in [30]. Although this method does not take into account the dynamic effects of sudden loss of support directly, it allows us to determine the reaction in the removed element at every individual loading stages and to assess the redistribution of internal forces (effects of actions) in the structural system at the global level. It was also emphasized in [21] that testing of the flat slabs by a uniformly distributed load give more realistic results for assessing robustness than testing with concentrated forces applied in the area of the column being removed.

A system consists of two sequentially connected hydraulic jacks and a pumping station was used to measure of the central column reaction (response). The first hydraulic jack acted as a removable central column of the lower floor and was placed under the test sample. The second jack, together with the load cell, were installed in a rigid steel frame and placed next to the pumping station. The schematic diagram of the jack system at all steps of the loading stage is shown in figure 7.

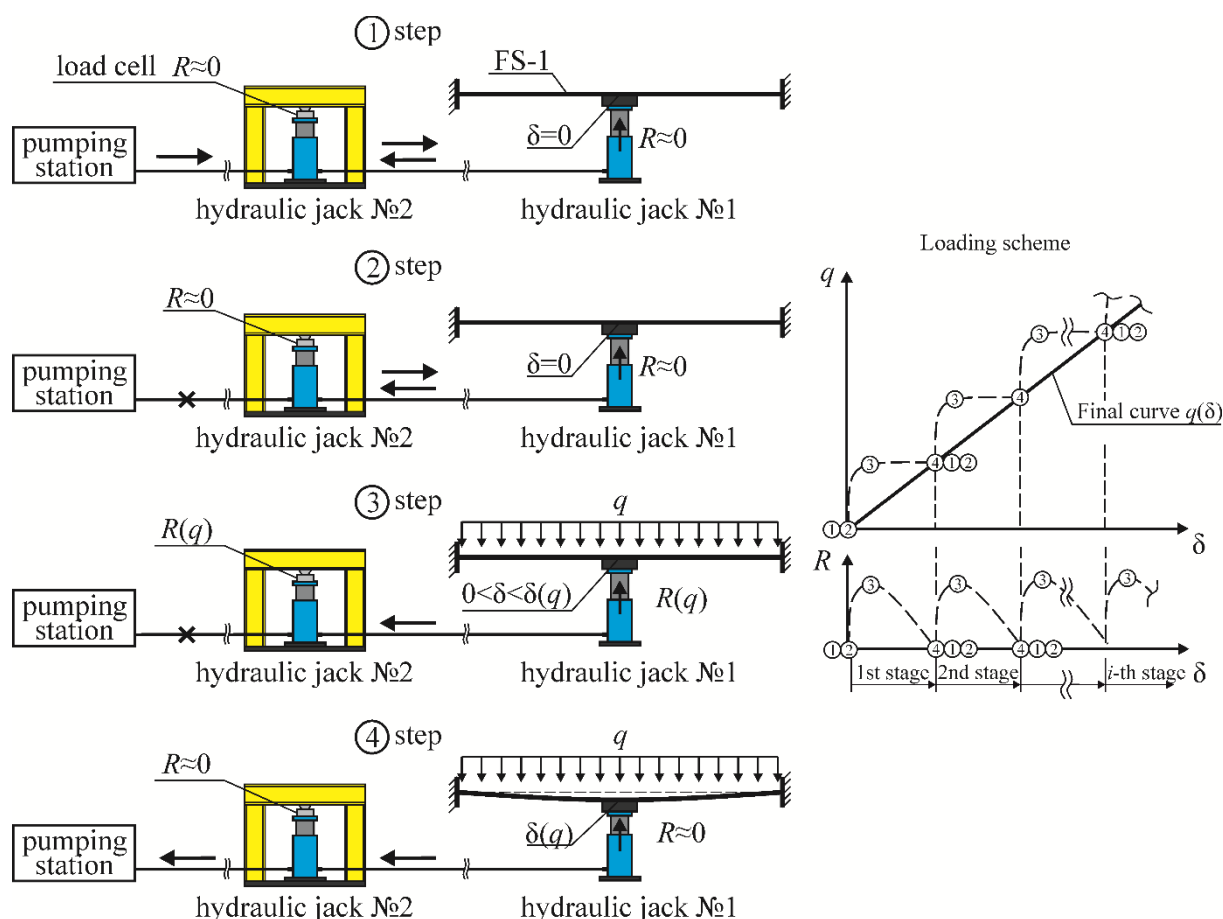


Figure 7 – The schematic diagram of the jack system at all steps of the loading stage of FS-1

The uniformly distributed load was modeled by calibrated piece steel blocks.

The reaction in the central support, vertical deflections and strains were recorded at each individual stage of loading as follows:

1) the pumping station applied pressure to the jack system until the jack under the specimen supported the lower face of the slab, which was also reflected on the load cell in the form of a small increment of the reaction $R \approx 0$;

2) after that, the valve at the pumping station was closed, which is responsible for pressure relief from the jack system. As a result, at this step, the closed hydraulic system consisting of two jacks was obtained;

3) the sample was loaded with calibrated piece loads, after which the reaction was recorded on the load cell. As a result of loading, the reaction from the loaded slab is transmitted to the first jack, the pressure in the closed system increases and the second jack "compresses" the load cell in a rigid frame. The value of the force registered on the load cell corresponds to the increment of the reaction in the removed support at each individual loading stage;

4) the valve was opened and the pressure from the jack system was smoothly relieved until the reaction on the central support drops to zero ($R \approx 0$). After that, vertical deflections and strains of concrete and reinforcement were recorded;

5) then the pressure was applied to the jack system again and all the above steps were repeated again.

1.5.2 Dynamic test of specimen FS-2

The FS-2 prototype was tested under suddenly applied gravitational uniformly distributed load (case of dynamic loading). To simulate the sudden removal of the central column, the special removable support was used (figure 8).

The uniformly distributed load, as in the FS-1 test, was modeled by calibrated piece weights (calibrated steel blocks).

Dynamic tests of the FS-2 sample included the following steps:

1) installation and centering of a composite removable support;

2) loading of the slab with calibrated steel blocks to the level of the load equal 75% of ultimate quasi-static uniformly distributed load was made. The applied uniformly distributed load value was determined based on the results obtained in quasi-static test of the FS-1 specimen and was equal $q = 20.24$ kPa;

3) the horizontal force was applied to removable support by the system of cables and blocks as shown in figure 8. After applying of the horizontal force, the support turns into a mechanism and did not resist the vertical reaction.

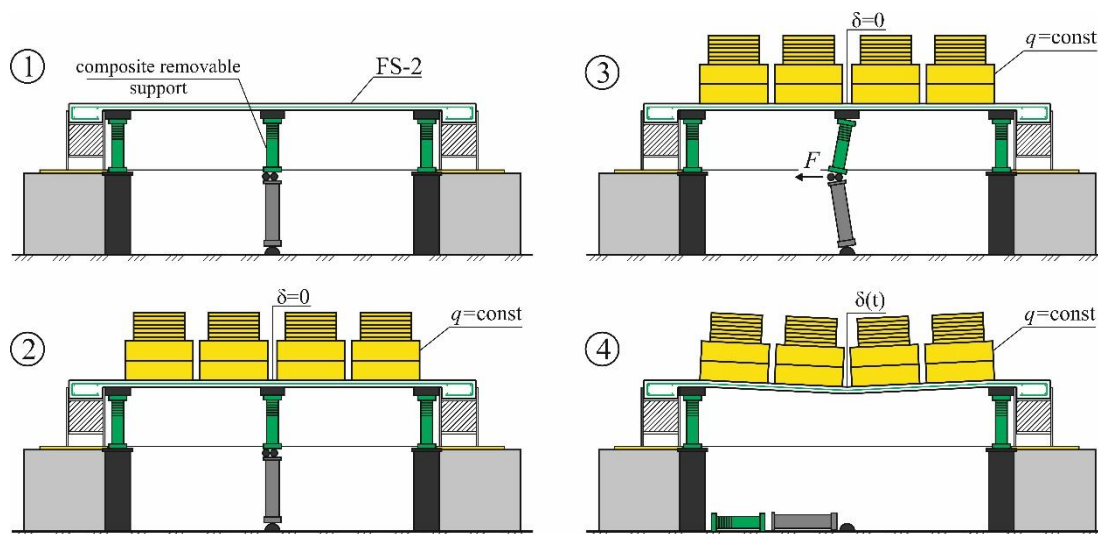


Figure 8 – The schematic diagram of the dynamic test of the FS-2 specimen by sudden removal of the central support

2 Results of experimental studies. Analysis and discussion

2.1 Static test of specimen FS-1

In accordance with the methodology outlined in Section 1, the FS-1 sample was tested using the "static unloading" method until complete failure (progressive collapse) of the slab was obtained (figure 9).

According to the test results, the following data were obtained:

- pattern of crack formation (figure 9);
- the reaction R in the removable support versus the vertical displacements δ curve and the applied uniformly distributed load q versus vertical displacements δ curve (figure 10);
- the reaction R in the removable support versus the uniformly distributed load q curve (figure 11);
- relationship of the concrete strains at the top surface of the slab in span and over column versus the vertical displacements in the central node (figure 12);
- relationship of the steel ties strains in slab versus the vertical displacements in the central node (figure 13). It should be noted that at the beginning of the experiment, strain gauges T2 and T5 failed and did not register the change in strains.

As can be seen from figure 9, the cracks pattern has a slightly asymmetrical character. This can be explained by the initial imperfections of the specimen, as well as the imperfection of the method of loading with piece loads (steel blocks).

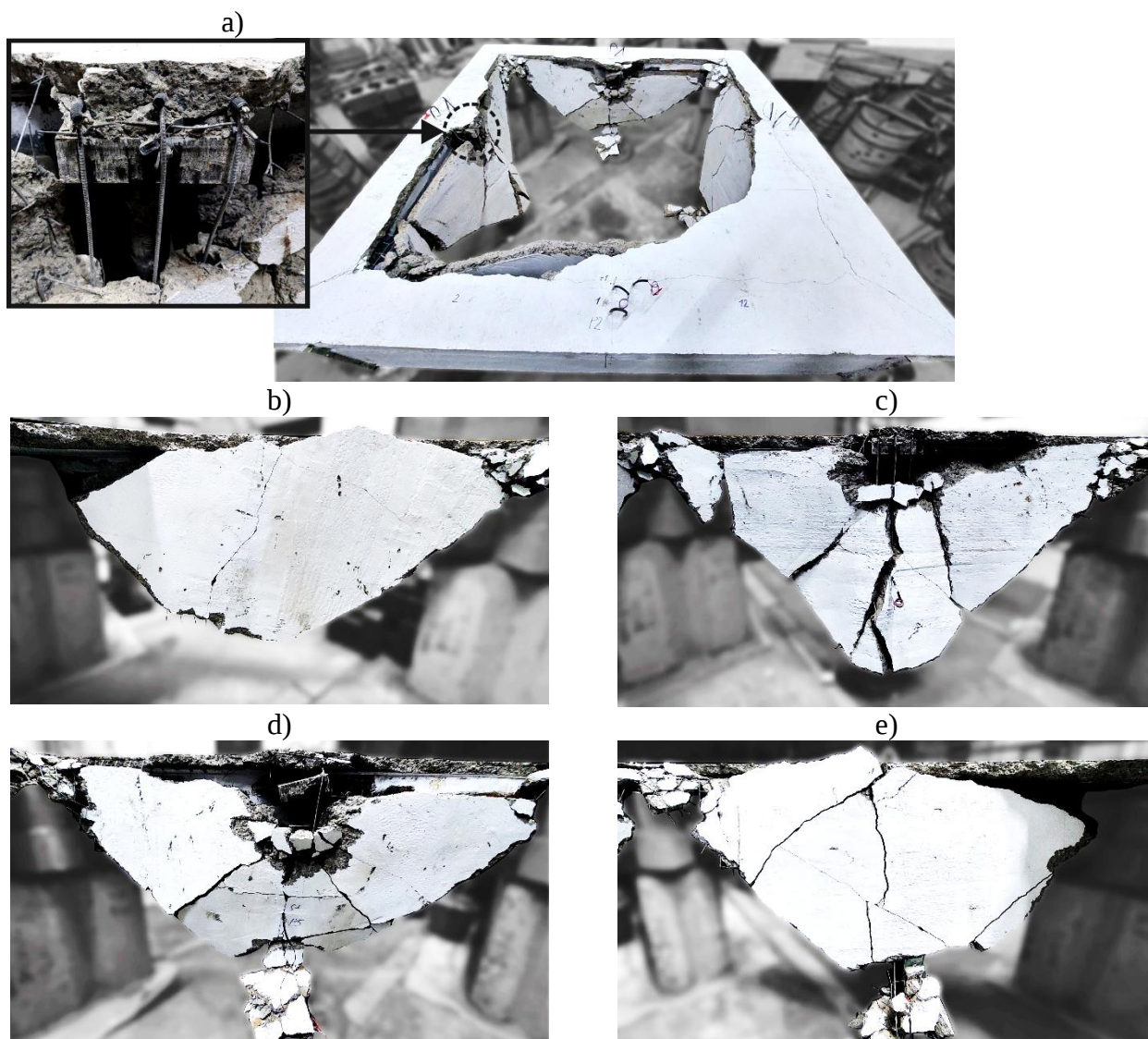


Figure 9 – Specimen FS-1 after failure (a); slab segments in the region of column C1 (b); columns C2 (c); columns C3 (d); columns C4 (e)

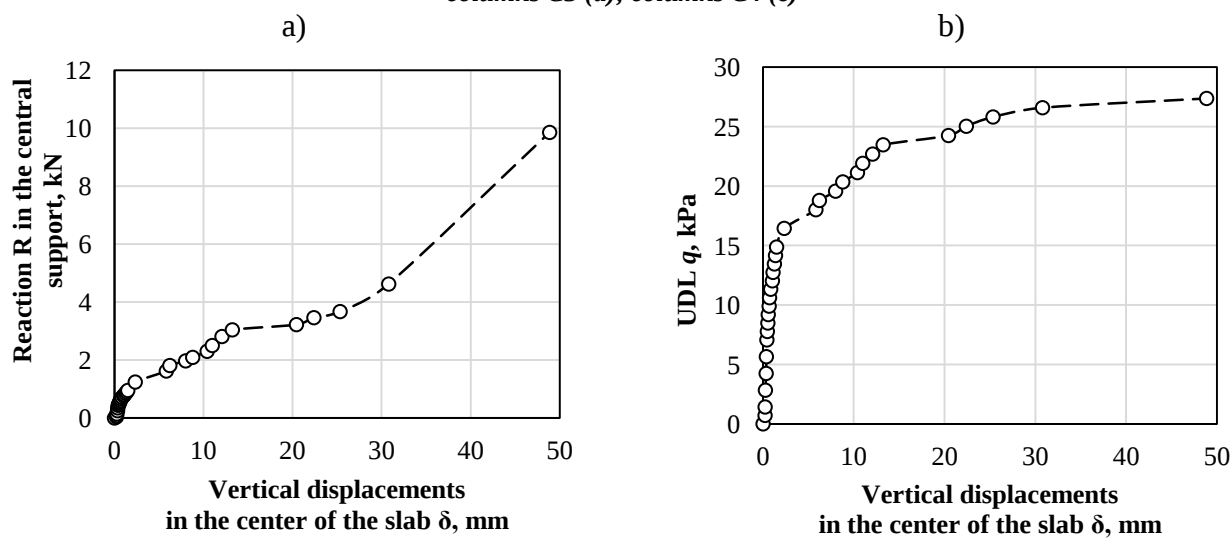


Figure 10 – The reaction R in the central support (a) and the uniformly distributed load q (b) versus the vertical displacements δ curves in the center of the span curves

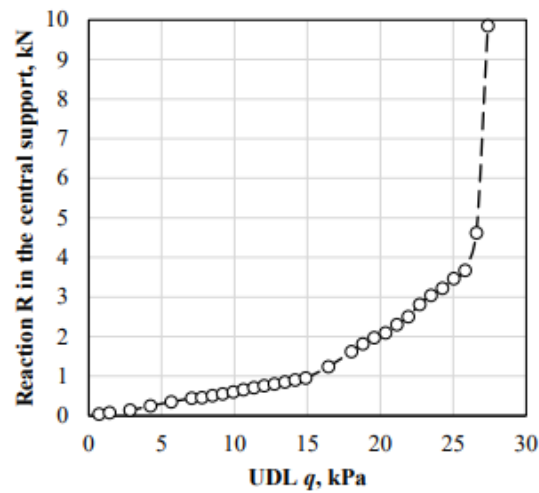


Figure 11 – The reaction R in the removable support versus the uniformly distributed load q curve

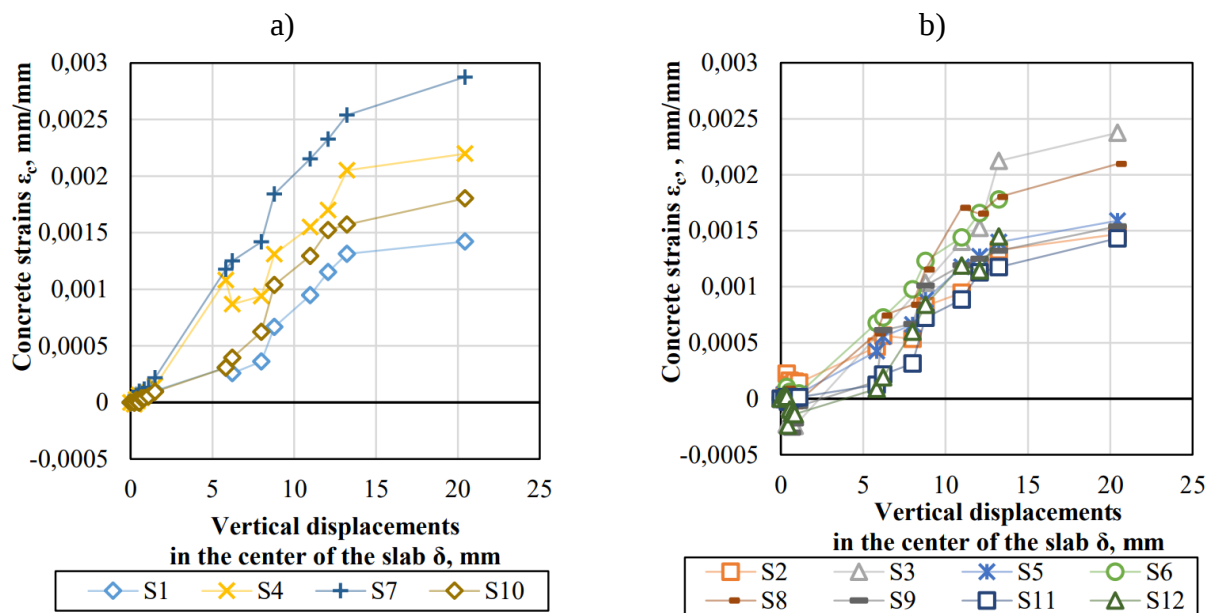


Figure 12 – Relationship of the concrete strains ε_c at the top surface of the slab over column (a) and in span (b) versus the vertical displacements δ in the central node

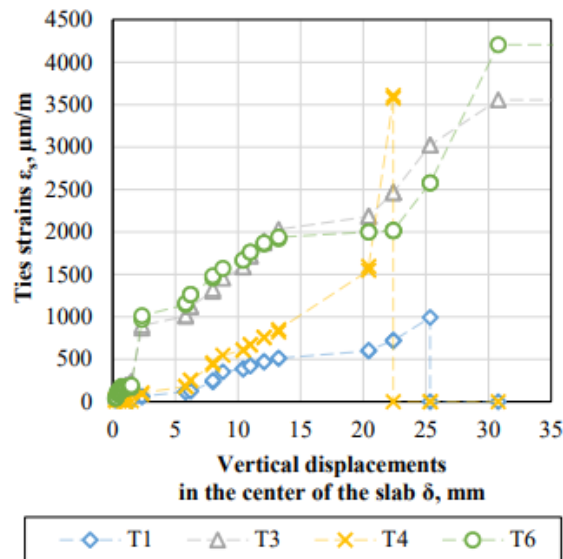


Figure 13 – Relationship of the steel ties strains in slab ε_s versus the vertical displacements δ in in the center of the span

During the loading of the FS-1 sample characteristic stages, which correspond to various resistance mechanisms, were observed.

The stage of elastic bending of the slab. Under increasing uniformly distributed load from $q = 0$ kPa to $q = 14.9$ kPa the linear increment of vertical displacements δ in the center of the specimen and the reaction in the central support R were observed (corresponding deflections normalized to the effective height of the slab δ/d were increased from 0 to 0.04).

In the area over columns C1-C4, the concrete tensile strains at the top surface (markers S1, S4, S7, S10) and tensile strains of the tie elements (strain gauges T1-T4) corresponding to the elastic bending of the slab were observed. At the same time, concrete strains on markers S4 and S7 (columns C2 and C3) were higher than on markers S1 and S10 (columns C1 and C4). Measurements of the concrete strains at the top of the slab in the span strips (figure 12 b) showed compression in these areas, which may indicate the development of the compressed membrane effect.

The tensile strains of the tie elements had a similar character – the strain registered by the strain gauges T3 (column C3) and T6 (center plate C5) were higher than T1 and T4 (columns C1 and C4).

This development of strains indicates the asymmetry of the work of the sample from the beginning of loading even before the formation of cracks.

The stage of plastic bending of the slab. When uniformly distributed load increase from $q = 14.90$ kPa to $q = 23.47$ kPa (δ/d from 0.04 to 0.35) nonlinear behavior (plastic bending) of the slab was observed. The first cracks formed at the top surface of the slab in the area near supports C2 and C3 (along the counter beams B2 and B3) at loads from $q = 16.44$ kPa to $q = 18.01$ kPa. At a load of 20.35 kPa, additional cracks formed at the top surface of the slab in the area near supports C1 and C4 (along the counter beams B1 and B4). At the same stage, diagonal cracks were formed at the bottom surface of the slab. These cracks developed from the central support to the corners. Cracks developed at the top surface and diagonal cracks at the bottom surface divided the slab into four segments. In the slab reinforcement (in the bars of the steel wire mesh) the yielding strains were achieved. As load and displacement levels increased, cracks began to concentrate in these regions, signaling the development of a hinge mechanism in the slab. As hinging continued to develop and slab rotation increased in the hinge, the deformation of other slab zones (in area of segments) stabilized and did not significantly increase up to the load level 23.47 kPa.

Internal forces were redistributed in the specimen, as evidenced by a change in the slope of the R - q curve (figure 11).

The strains of the concrete at the top surface in the span strips changed their sign from compression to tension (see figure 12 b), what indicates a disappearance of the compressed membrane effect.

Transition stage. The transition from the flexural slab behaviour to the tensile membrane behaviour for the tested fragment was observed at the load range between $q = 23.47$ kPa and $q = 25.03$ kPa ($\delta/d = 0.35..0.59$).

The some reinforcement bars of the slab reached the ultimate tensile strains. This was accompanied by a characteristic sound of wire breaking.

At this stage the plastic rotation of segments in the hinge ensures the achievement of vertical deflections, which are necessary for the development of longitudinal tensile forces in the plane of the slab and the activation of horizontal ties. However, at this stage the contribution from the horizontal ties response to the global resistance of the structural system is insignificant.

The stage of the tensile membrane actions. The tensile membrane forces was developed in tested slab under the load in range from $q = 25.03$ kPa to 27.37 kPa (δ/d from 0.59 to 1.29).

The tensile yield strains of steel in horizontal ties (T3, T4, T6, see figure 13) were achieved under load $q = 25.03$ kPa. A new significant redistribution of internal forces was observed in the specimen, as evidenced by a change in the slope of the R - q curve (figure 11).

The membrane actions mostly were taken by the horizontal ties in the column strips of the slab.

The specimen FS1 failure occurred at a load of $q = 27.37$ kPa ($\delta/d = 1.29$). It was the result of exceeding the ultimate tensile strains in the horizontal ties in the central part of the slab. After breaking of the horizontal ties, the specimen was divided into separate segments along the yield lines (hinges) and collapsed. It is worth noting that the segments of the slab remained hanging on the tie elements. Cracks along the tie elements on the top face of the slab (figure 9) are caused by the impact of the segments on the external supports during the collapse.

According to the energy-based method (EBM) the quasi-static response $q(\delta)$ of the FS-1 specimen can be rearranged into a dynamic response $q_d(\delta_d)$ with usage (Eq. 1):

$$q_d(\delta) = \frac{1}{\delta} \cdot \int_0^{\delta} q(\delta) d\delta \quad (1)$$

Quasi-static response $q(\delta)$ and dynamic response $q_d(\delta)$ according to test results of specimen FS-1 shown in figure 14.

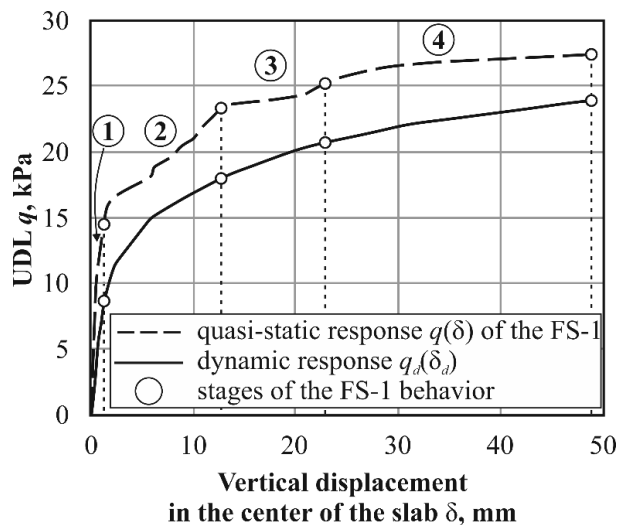


Figure 14 – Quasi-static response $q(\delta)$ and dynamic response $q_d(\delta)$ according to test results of specimen FS-1

The basic parameters of the “ q - δ ” relation, the normalized deflections δ/d , the values of the corresponding dynamic responses and dynamic coefficients are listed in table 3.

Table 3 – Sample FS-1 test results

№	Stages	q , kPa	δ , mm	δ/d , mm/mm	q_ϕ , kPa	k_{qd}	R , kN	R_ϕ , kN
1	elastic bending	14,9	1,49	0,04	8,97	1,66	0,95	0,56
2	plastic bending	23,47	13,23	0,35	18,21	1,29	3,04	1,78
3	transition	25,03	22,39	0,59	20,59	1,22	3,46	2,35
4	tensile membrane	27,37	48,86	1,29	23,87	1,15	9,85	4,43

Note: the dynamic coefficient $k_{qd} = q / q_d$

As can be seen from table 3, the value of the dynamic coefficient (k_{qd}) is less than 2.0 (used in linear elastic dynamic calculations) and decreases with increasing load level and deflections. This is due to the dissipation of energy at the half-period of vibration.

2.2 Dynamic test of specimen FS-2

The FS-2 specimen was tested by dynamic load applied to slab after the sudden the central support loss. The following experimental data were obtained:

- pattern of cracking after the sudden loss of the central support (figure 15)

- the vertical deflections in the center of the slab versus time after sudden support loss, obtained by processing the results of video shooting (figure 16);
- the strains of the ties ε_s versus the time after the sudden support loss (figure 17).

The crack formation pattern of the FS-2 specimen (figure 15) practically corresponds to the FS-1 specimen, however, the yield lines (linear hinges) are more symmetrical. When a dynamic load was applied by sudden support loss, the slab was divided into segments by the formed yield lines (plastic hinges).

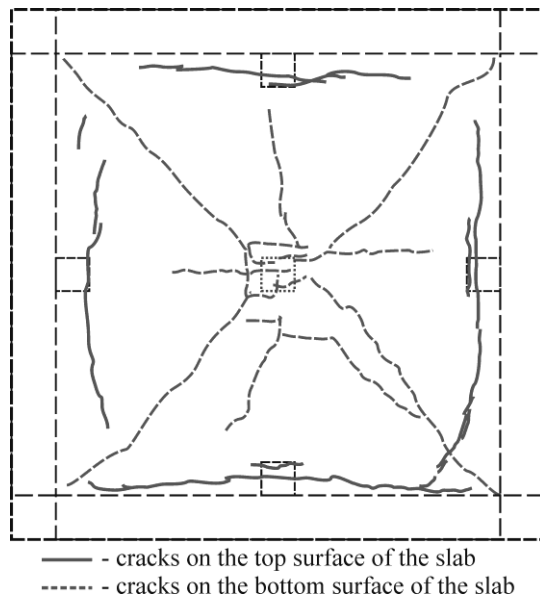
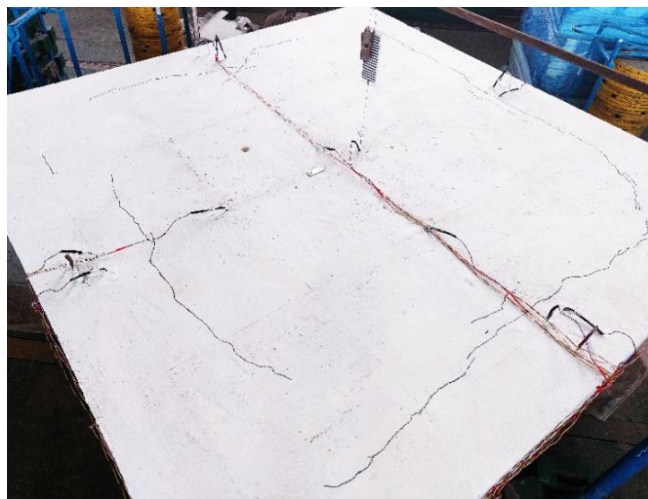


Figure 15 – The crack formation pattern of the FS-2 specimen

As can be seen from the “ $\delta_d - t$ ” response (figure 16), the duration of gravitational load applying of t_g was approximately 100 ms. Such type of loading history corresponds to the case of sudden removal (failure) of a key element [29].

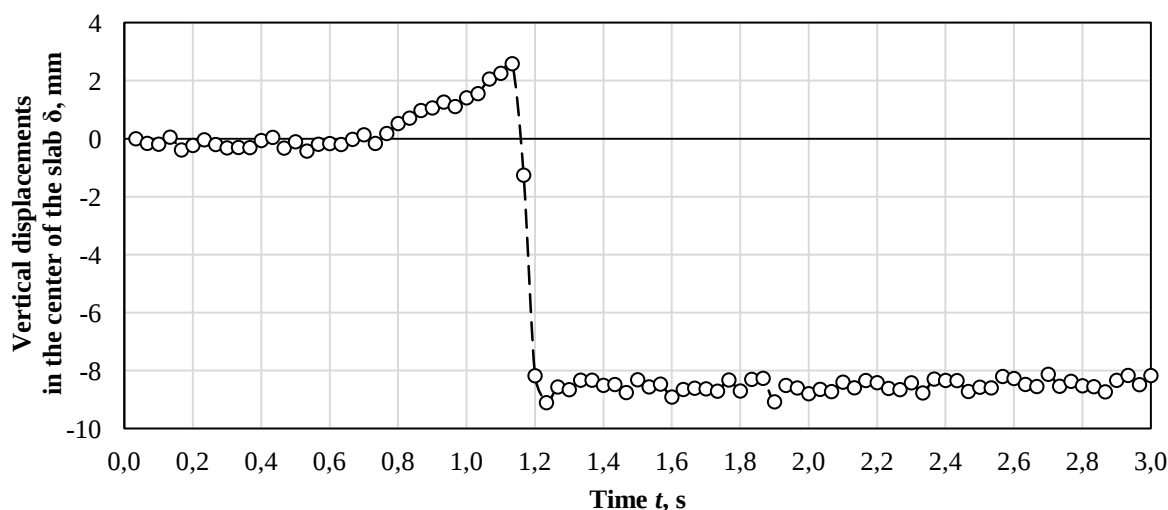


Figure 16 – The vertical deflections in the center of the slab FS-2 versus the time after the sudden support loss

Initial lifting of the slab up before the support loss is due to the mechanism used to removing the support (see figure 8). In this case, the initial lifting of the slab compensates the deflection from preloading and can be taken as a zero point of reference for vertical deflections after the support loss.

After sudden loss of support, the first half-period of oscillations is the most dangerous for a damaged structural system. According to [4] at this stage the external work of unbalanced loads caused by sudden support loss could be dissipated by the structure if it did not collapse.

As shown in figure 16, the maximum vertical displacements in the center of the slab were observed during the first half-period of oscillations. Taking into account the initial precamber of the slab, maximum vertical deflection amounted to $\delta_{d,max} = 11.7$ mm. After that, there were practically no fluctuations and the deflections stabilized at the level of $\delta_{d,s} = 11.1$ mm. The absence of fluctuations indicates the redistribution of internal forces and the dissipation of energy. From comparison with the experimental data obtained during the testing of the FS-1 specimen, it can be seen that the deflections of the slab $\delta_{d,s}/d = 0.31$ are in the range of 0.04 to 0.35 corresponding to the stage of plastic bending.

From the obtained relation of the strains in the tie elements ε_s versus time (figure 17), it can be seen that the ties are activated during the time $t_s \approx 1.0$ sec. This time is an order of magnitude longer than the time t_g corresponds the gravitational load applying (the time of the support loss) and the maximum vertical deflections development. The maximum tensile strains in ties were observed in the area of the central column C5. The value of the strain amounted to $\varepsilon_s = 0.00098$ mm/mm and corresponded to the elastic work of the steel ties (see figure 17).

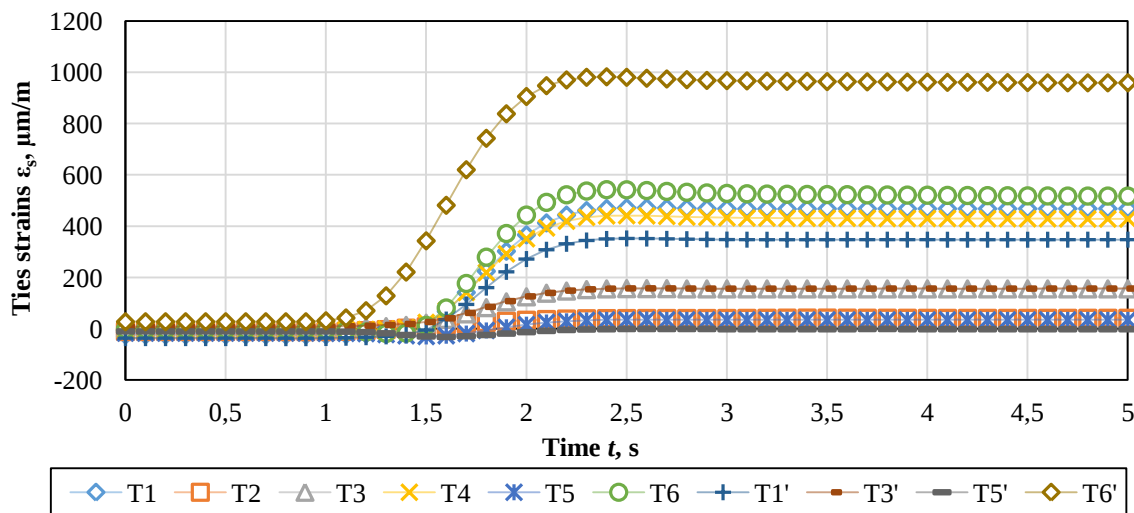


Figure 17 – The strains of the ties of the slab FS-2 versus the time after the sudden support loss

3 Conceptual approach to modelling the behaviour of a damaged flat slab with the central support loss

3.1 Principles of macro-modelling

The methods based on the principles of macro-modeling are more promising methods for modeling damaged (modified) structural systems when its robustness checks, than methods based on continuum modeling [7]. According to macro-modeling rules, linear elastic behavior beams and slabs modeled the elastic behavior of the structural system. The nonlinear behavior of the structural systems is modeled by the point plastic hinges. These hinges insert into the certain sections of elements of the structural system according to the accepted rules. Thus, there is a simulation of a discrete-continuum structural system.

Nonlinear plastic hinge in the computational model reflects the local zones in which the plastic rotation and plastic deformations of a real structural system development observed. The places of their into the design scheme should be determined a priori based on a qualitative understanding of the proposed failure mode of the structural system or on the basis of a preliminary analysis performed, for example, using plastic method, based on the provisions of the yield lines theory.

Response of flat slab system(s) after an initial local failure (damage) involves the activation and interaction of several mechanisms in the dynamic domain. Flexural, punching shear, post-punching shear, compressive membrane action and tensile membrane action have been identified as various mechanisms which could influence slab system response. Figure 18 shows an idealized moment-rotation (“ $M-\theta$ ”), shear force-rotation (“ $V-\psi$ ”) and longitudinal forces-longitudinal displacements (“ $N-w$ ”) diagrams for main of the listed above mechanisms.

To simplify calculations and reduce the number of plastic hinges types in the calculation model it is possible to use the same type of hinges when modeling plastic bending and shear. In this case, it is necessary to use the “ $M-\theta$ ” diagram (figure 18 a) for which the ultimate rotation value is limited in accordance with the punching (post-punching) response of the flat slab (figure 18 b).

The parametric points of the “ $N-w$ ” diagram (figure 18 c) should be calculated according to the basic provisions [36, 37].

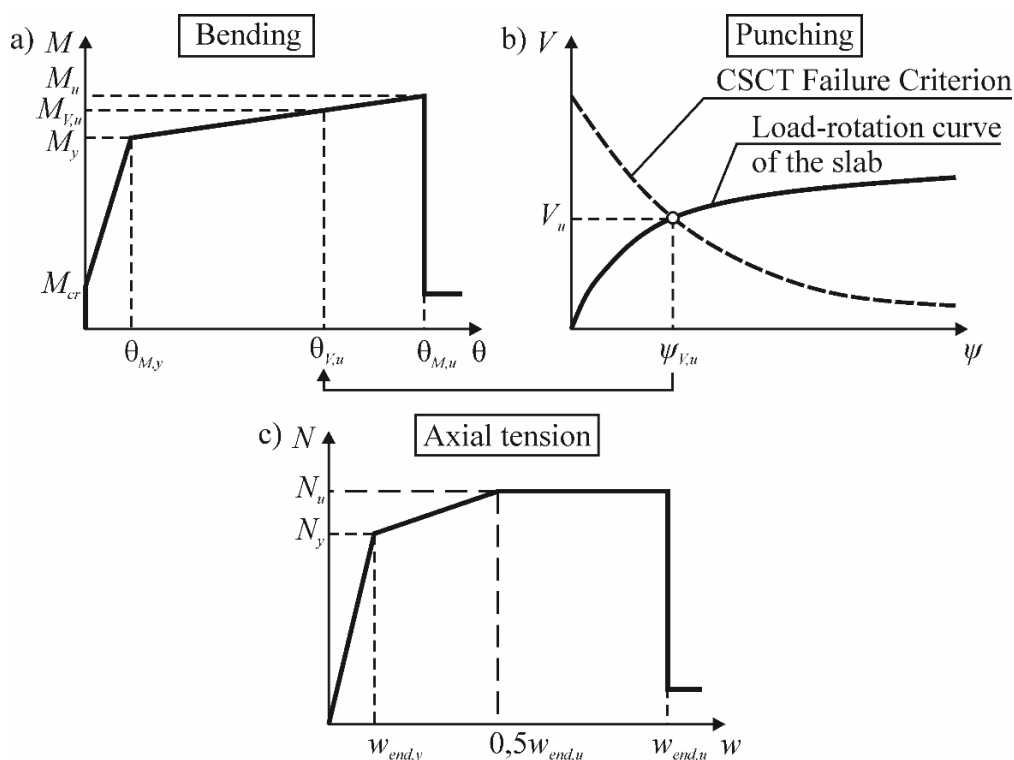


Figure 18 – General view of idealized diagrams “ $M-\theta$ ” (a), “ $V-\theta$ ” (b) and “ $N-w$ ” (c)

3.2 Analytical equations for determining the parametric points of a quasi-static « $q-\delta$ » diagram

Stage of elastic behavior

At the stage of the elastic response, the value of deflection δ under uniformly distributed load q can be obtained quite accurately from the solution of the Lagrange equations for thin plates. The solutions of the Lagrange equations for the most common cases of boundary conditions and plate geometry are tabulated by different authors, for example [38].

The load-deflection equation can be represented as follows:

$$\delta = \alpha_1 \frac{q \cdot l^4}{D} \quad (2)$$

where α_1 is the coefficient for determining vertical displacements in the center of the slab ($x = 0, y = 0$). In case of square slab clamped along the contour $\alpha_1 = 0.00126$ [38]; D is cylindrical rigidity of the plate without cracks:

$$D = \frac{E_{cm} \cdot h^3}{12(1-\nu^2)} \quad (3)$$

where E_{cm} is the modulus of elasticity of concrete; h is the plate thickness; ν is the Poisson's ratio.

Flexural resistance mechanism.

The flexural mechanism and membrane actions development can be described using analytical equations based on the energy balance method of a modified structural system. For the flexural resistance mechanism describing, the design scheme as illustrated in figure 19, can be considered.

In accordance with assumption [39], a flat slab is divided by yield lines into segments, which are further considered as a rigid bodies. As can be seen from the own experimental data presented above and from the results of studies obtained by other authors [21, 29, 30], the pattern of cracks formation in flat slabs can be fairly accurately predicted by the yield lines theory.

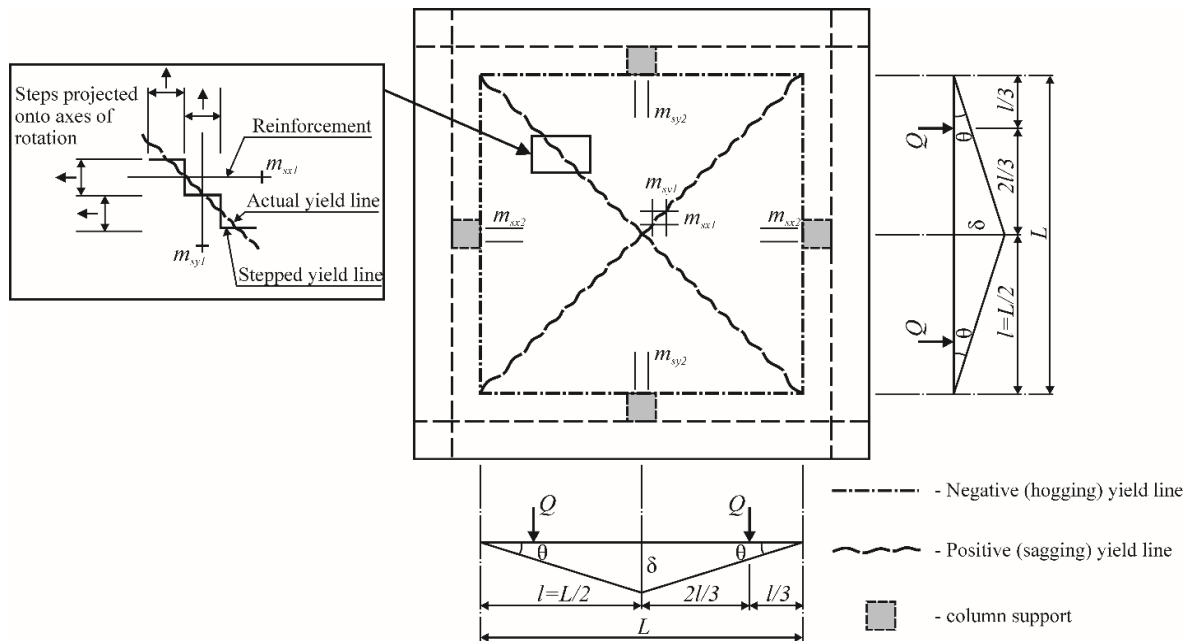


Figure 19 – Calculation scheme of sample FS-1 in accordance with the yield lines theory

In accordance with the yield lines theory, a structure is considered at the stage preceding failure, at which the external energy (work) caused by the load on the slab should be equal to the internal energy dissipated within the yield lines:

$$W_{ext} = W_{int} \quad (4)$$

where W_{ext} is the work performed by external gravitational loads Q on the movement displacement δ of the slab segments; W_{int} is the work of the bending moment m_R at the rotation θ .

For an accepted pattern of plastic hinges, the bending moments m acting along the yield lines versus the uniformly distributed load $q(\delta)$, can be expressed in the following simplified form:

$$q(\delta) = \frac{24 \cdot (m_1(\delta) + m_2(\delta))}{L^2} \quad (5)$$

The values of the bending moments m are determined from the diagrams "M- θ " (see figure 19) with the limitation of the ultimate moment accounting the punching resistance of the slab in an accidental design situation.

Shear resistance of the slab

To estimate the punching shear resistance, a model based on the critical shear crack theory (CSCT) can be used [40-42].

In [41], the following modified equations of the failure criterion are proposed for different strain rates:

$$\begin{aligned}\frac{V_R}{b_0 d_v \sqrt{f_c}} &= \frac{0.8}{1 + \frac{15\psi d}{d_{g0} + d_g}} \text{ for } \dot{\epsilon} = 10 / \text{s} \\ \frac{V_R}{b_0 d_v \sqrt{f_c}} &= \frac{1}{1 + \frac{15\psi d}{d_{g0} + d_g}} \text{ for } \dot{\epsilon} = 100 / \text{s} \\ \frac{V_R}{b_0 d_v \sqrt{f_c}} &= \frac{1.3}{1 + \frac{15\psi d}{d_{g0} + d_g}} \text{ for } \dot{\epsilon} = 300 / \text{s}\end{aligned}\quad (6)$$

According to equations (6), at low strain rates, insignificant increments of shear resistance are observed. In general case the shear resistance increases with increasing of the strain rates.

In accordance with **fib**Model Code 2010 [40, 42], for 2-level approximation, the shear force is determined for the rotation calculated by following expression:

$$\psi = \frac{3}{2} \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (7)$$

where r_s is the position of zero radial bending moment relative to the support axis (usually taken equal to $0.22L$ for flat slabs with a span L), E_s is the modulus of elasticity of steel reinforcement, M_{sd} is the average bending moment per unit length in the column strip (in the support area) of the slab, and M_{Rd} is the average bending strength per unit length in the column strip.

For the case of internal columns according to **fib**Model Code 2010 [40], M_{sd} is related to the load V_d as follows:

$$M_{sd} = \frac{V_d}{8} \quad (8)$$

Tensile membrane mechanism

After the yield lines formation and the sufficient plastic rotation development in the hinges the tie elements are activated at the post-punching stage (figure 20).

The resultant of the tie forces in the design scheme (figure 20) can be considered as the response of the system, balancing the gravitational force Q acting in its center of mass. In this case, resistance can be defined as quasi-static or dynamic. Within the framework of the energy approach [7], the static resistance depends on the amount of displacement and can be described by the resistance function $q_{stat}(\delta_{qz})$, which depends on the "N-w" diagram for plastic axial hinges in the slab (see figure 18 c).

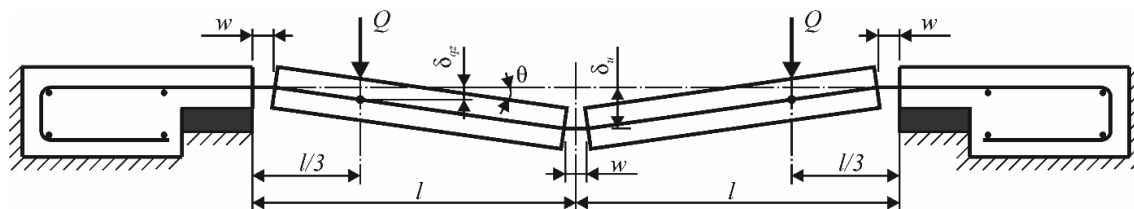


Figure 20 – Design scheme of a flat slab to determine the membrane effect at large displacements

If all ties elements of the damaged system are of the same type, then they have the same "N-w" relationship. Self-weight and other permanent loads are represented by the net force Q applied at its center of mass. The deformed state is determined by the vertical displacement δ_{qz} (see figure 20).

For identical horizontal displacements w of all bonded joints, the vertical displacement δ_{qz} can be calculated directly from the geometry of the deformed scheme as (see figure 20):

$$\delta_{qz} \approx \frac{\sqrt{3 \cdot l \cdot w}}{3} \quad (9)$$

where l is the segment length.

Then the maximum vertical displacement in the center of the slab:

$$\delta_u = 3 \cdot a_{qz} = \sqrt{3 \cdot l \cdot w_u} \quad (10)$$

Energy balance conditions for a system consisting of four segments and having horizontal ties in the above-column strips in two directions:

$$Q \cdot a_{qz,u} = \frac{3}{2} \cdot \xi(w_u) \cdot N_u \cdot w_u \quad (11)$$

where $\xi(w_u)$ is the relative strain energy of the bond according to **fib** Bulletin 43 [36]:

$$\xi(w) = \frac{\int_0^w N(w) dw}{N_u \cdot w} \quad (12)$$

It is obvious from Eq. (11) that the resistance of the chain system depends not only on the tensile strength N of the ties, but also on their plastic deformability w , i.e. elongation ability.

For a laterally restrained slab, the value of vertical deflections δ_t , corresponding to the activation of membrane effects, can be taken *a priori* as $0.5d$ or more. From the analysis of the test results for sample FS-1, it follows that the onset of a pronounced influence of the effects of the tensile membrane corresponds to the vertical deflections approximately equal to $0.59d$. For example, in [30], for a slab specimen in which there were no rigid horizontal restraint along the contour, this parameter was equal to $0.87d$.

3.3 Calculation of prototypes FS-1 and FS-2

At the first stage, to describe the flexure failure mechanism with limitation of the ultimate hinge rotation based on the punching shear failure criterion the idealized " $M-\varphi$ " diagram (see figures 18 *a* and 18 *b*) and " $N-w$ " relation which describes the mechanism of membrane forces (see figure 18 *c*) for specimens FS-1 and FS-2 were determined. The mechanical properties of materials which were used for evaluation of the parametric points of diagrams " $M-\theta$ " and " $N-w$ " are given in tables 1 and 2.

The bending plastic hinge is described by the " $M-\theta$ " relation, which is obtained on the basis of the relation " $M-\varphi$ " for the critical sections on the supports and in the middle of the span of the slab. The width of the critical sections was taken as equal to $b = 1.7$ m (as the length of the projection of the yield lines on the axis of rotation of an individual segment). The length of the flexure plastic hinge in the first approximation was taken as equal to the effective depth of the section d (based on the characteristic pattern of cracking obtained in the experiments).

The moments M_y and M_u , corresponding to yielding in the tensile reinforcement and the achievement of ultimate compressive strains of concrete, respectively, as well as the corresponding curvature values φ_y and φ_u , were obtained from the sections design.

The parametric points of the moment-curvature relationship " $M-\varphi$ " are presented in table 4.

Table 4 – The parametric points of the " $M-\phi$ " relationship for FS-1 and FS-2 specimens

Specimen	Section	Bending moment		Curvature	
		M_y N·mm per 1,7 m	M_u N·mm per 1,7 m	ϕ_y 1/mm	ϕ_u 1/mm
FS-1	span	1,74E+06	2,11E+06	1,54E-04	3,14E-03
	support	0,99E+06	1,27E+06	2,05E-04	3,27E-03
FS-2	span	1,76E+06	2,14E+06	1,67E-04	3,42E-03
	support	1,01E+06	1,29E+06	2,08E-04	3,56E-03

Note: the general view of the " $M-\phi$ " diagram corresponds to the " $M-\theta$ " diagram, see figure 18 a.

Axial plastic hinges model membrane effects and are described using " $N-w$ " diagrams, the parametric points of which are obtained in accordance with [36, 37] and are given in table 5.

Table 5 – The parametric points of the " $N-w$ " diagram for FS-1 and FS-2 specimens

Ties	Longitudinal forces		Longitudinal displacements		
	N_y , kN	N_u , kN	$w_{end,y}$, mm	$0,5w_{end,u}$, mm	$w_{end,u}$, mm
3Ø4	22,41	26,27	0,17	0,86	1,71

Note: the general view of the " $N-w$ " diagram, see figure 18 c.

At the second stage the parameters defining the mean " $q-\delta$ " relationships for samples FS-1 and FS-2 were performed according to the equations proposed above (see Eq. (2) – (12)). Also, for comparison, a nonlinear quasi-static analysis of the FS-1 specimen and a nonlinear dynamic analysis of the FS-2 specimen were performed with usage software SAP2000. Moreover, the FEM-analysis performed by SAP2000 took into account the geometric non-linearity (second order effects) of the system.

To modeling of the flat slabs, a frame approximation was used. The mean parameters defining the plastic hinge relationships which were used in analysis are presented in tables 5 and 6. When a nonlinear dynamic analysis of the sample FS-2 was performed using SAP2000, a fixed value of the damping coefficient was taken as equal to 3.5%.

The results of analysis for samples FS-1 and FS-2 obtained based on analytical equations (1) – (12) and with using SAP2000 are shown in figure 21 and figure 22 and in table 6.

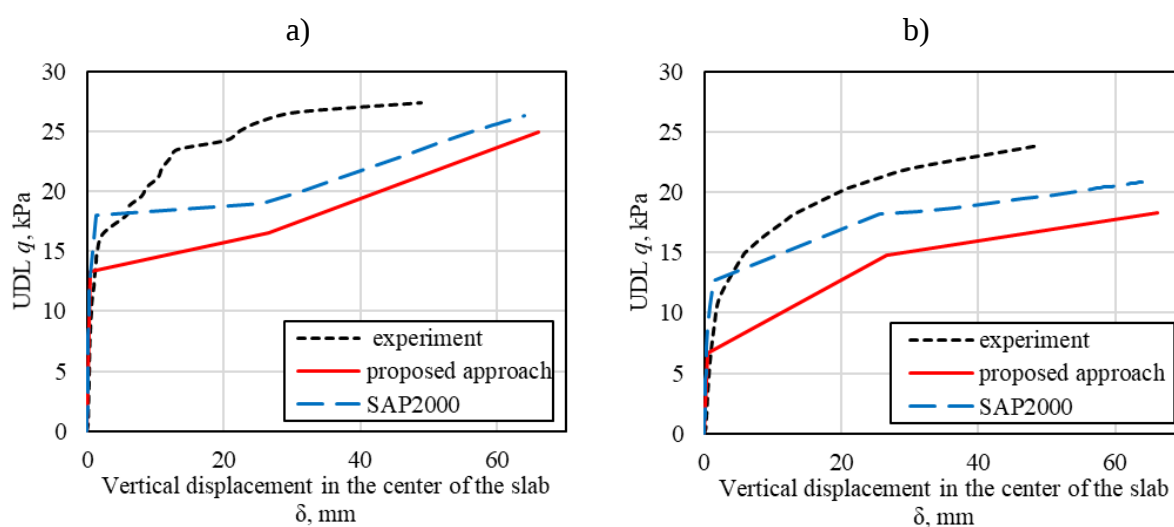


Figure 21 – The results of analyses for sample FS-1 (a) quasi-static response " $q-\delta$ "; (b) dynamic response " $q_d-\delta$ "

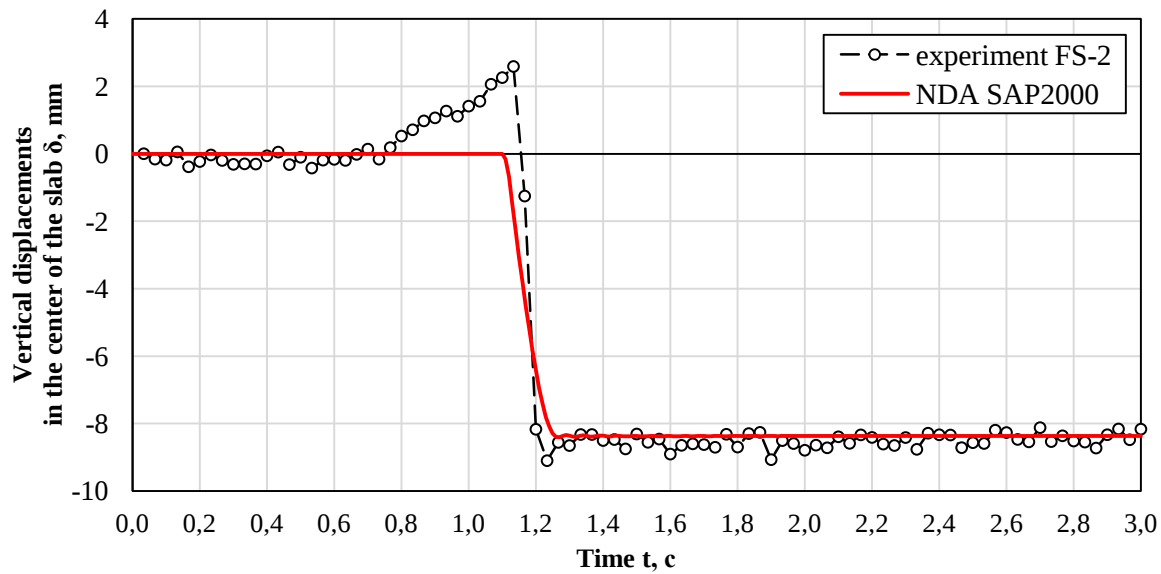


Figure 22 – Results of nonlinear dynamic analysis of slab FS-2

Table 6 – The results of analysis for samples FS-1 and FS-2

Stages	Parameter	Unit	FS-1			FS-2	
			Exp.	NLS		Exp.	NLD
				Theor.	SAP2000		
Elastic bending	δ_y	mm	1.49	0.55	1.10	-	-
	q_y	kN/m ²	14.9	13.34	17.0	-	-
Plastic bending	δ_b	mm	22.39	26.55	25.62	11.70	8.37
	q_u	kN/m ²	25.03	16.51	19.00	20.24	20.24
Tensile membrane	δ_u	mm	48.86	66.10	63.96	-	-
	q_{u2}	kN/m ²	27.37	24.99	26.3	-	-
	q_{du} (dyn. resp.)	kN/m ²	23.87	18.34	20.88	-	-

As can be seen from the presented results of a comparative analyses, the calculated quasi-static diagrams obtained based on proposed analytical equations (2) – (12) differ from the experimental ones. This can be explained by the different type of loading mode. In the experiment, there was a loading mode with load control. In the numerical analyses, diagrams corresponding to the loading mode with displacement control were obtained. Also, the proposed analytical equations did not take into account the effects of a compressed membrane, which leads to a more conservative solution.

Conclusion

The presented experimental studies allow us to draw the following conclusions:

1. In structural systems with flat slabs, in an accidental design situation, various mechanisms of resistance to progressive collapse arise. A correct understanding of their origin and development allows more rational and safe design of structures that will meet the requirements of robustness in accidental design situations.
2. Tests of the FS-1 specimen performed by the static unloading method made it possible to identify and study in detail the characteristic stages of the behavior of a flat slab when removing a vertical load-bearing element. As a result, a complete nonlinear quasi-static response of the structural system is obtained.
3. Dynamic tests of the FS-2 specimen allowed us to establish that various resistance mechanisms are not activated simultaneously during sudden dynamic application of the load, which affects the instantaneous dynamic response of the system. For the loading level corresponding to the

stage of plastic bending, there was a redistribution of internal forces and the activation of tie elements after the realization of maximum deflections at the first half-period of oscillations.

4. Against the background of experimental data, computational dependencies were examined to determine the parameters defining a quasi-static response diagram of a damaged structural system in an accidental design situation. In the long term, taking into account the modeling error, these dependencies may allow parametric studies and statistical calibrations of safety coefficients to check the robustness of structural systems.

5. It is established that the tie elements in the above-column areas allow to perceive membrane forces, and also increase the shear resistance of the slab around the columns adjacent to the remote one.

REFERENCES

1. Chen Z., Zhu Y., Lu X., Lin K. A simplified method for quantifying the progressive collapse fragility of multi-story RC frames in China. *Engineering Failure Analysis*. 2023. Vol. 143. doi:10.1016/j.engfailanal.2022.106924
2. Ellingwood B.R., Smilowitz R., Dusenberry D.O., Duthinh D., Lew H.S., Carino N.J. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. NISTIR 7396. National Institute of Science and Technology, US Department of Commerce. 2007. 194 p.
3. Herraiz B., Vogel T., Russell J. Energy-based method for sudden column failure scenarios: theoretical, numerical and experimental analysis. In IABSE Workshop Helsinki 2015: Safety, Robustness and Condition Assessment of Structures. Report. International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE. 2015. Pp. 70-77. doi:https://doi.org/10.3929/ethz-a-010389549
4. Izzuddin B.A., Vlassis A.G., Elghazouli A.Y., Nethercot D.A. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss—Part I: Simplified assessment framework. *Engineering structures*. 2008. Vol. 30. No. 5. Pp. 1308-1318. doi:10.1016/j.engstruct.2007.07.011
5. Qian K., Li B. Research advances in design of structures to resist progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2015. Vol. 29. No. 5. B4014007. doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000698
6. Fedorova N.V., Savin S.Y. Progressive collapse resistance of facilities experienced to localized structural damage—an analytical review. *Building and Reconstruction*. 2021. Vol. 95. No. 3. Pp. 76-108. doi:10.33979/2073-7416-2021-95-3-76-108
7. Tur V., Tur A., Lizahub A. Simplified analytical method for the robustness assessment of precast reinforced concrete structural systems. *Budownictwo i Architektura*. 2021. Vol. 20. No. 4. Pp. 93-114. doi:10.35784/bud-arch.2774
8. ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. 2005.
9. British Standard BS 8110-11. The structural use of concrete in building – Part 1: Code of practice for design and construction. London, U.K. 1997.
10. DoD UFC Guidelines. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03. Department of Defense (DoD). 2005.
11. European Committee for Standardization. Eurocode 1 - EN 1991-1-7: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. 2006.
12. General Service Administration (GSA). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. Washington (DC). 2003.
13. SN 2.01.01-2022. Osnovy proektirovaniya stroitel'nykh konstrukcij [Basics of design of building structures]. Minsk. 2022. (In Russian)
14. SP 5.03.01-2020. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii [Concrete and reinforced concrete structures]. Minsk. 2020. (In Russian)
15. Androsova N.B., Vetrova O.A. Analiz issledovanij i trebovanij po zashchite zdaniy i sooruzhenij ot progressiruyushchego obrusheniya v zakonadatel'no-normativnykh dokumentah Rossii i stranah Evrosoyuza [The analysis of studies and requirements for the protection of buildings and structures against progressive collapse in regulatory documents of Russia and the European union]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2019. Vol. 1. Pp. 85-96. (In Russian). https://doi.org/10.33979/2073-7416-2019-81-1-85-96
16. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu, X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*. 2018. Vol. 173. Pp. 122-149. doi:10.1016/j.engstruct.2018.06.082
17. Tohidi M. Effect of floor-to-floor joint design on the robustness of precast concrete cross wall buildings (Doctoral dissertation, University of Birmingham). 2015.
18. Dat P.X., Tan K.H. Experimental study of beam-slab substructures subjected to a penultimate-internal column loss. *Engineering Structures*. 2013. Vol. 55. Pp. 2-15. doi:10.1016/j.engstruct.2013.03.026
19. Dat P.X., Tan K.H. Experimental response of beam-slab substructures subject to penultimate-external column removal. *Journal of Structural Engineering*. 2015. Vol. 141. No. 7. Pp. 1-12. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001123

20. Lim N.S., Tan K.H., Lee C.K. Experimental studies of 3D RC substructures under exterior and corner column removal scenarios. *Engineering Structures*. 2017. Vol. 150. Pp. 409-427. doi:10.1016/j.engstruct.2017.07.041
21. Pham A.T., Lim N.S., Tan K.H. Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different loading configurations and boundary conditions. *Engineering Structures*. 2017. Vol. 150. Pp. 520-536. doi:10.1016/j.engstruct.2017.07.060
22. Ren P., Li Y., Lu X., Guan H., Zhou Y. Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam-slab substructures under a middle-column-removal scenario. *Engineering Structures*. 2016. Vol. 118. Pp. 28-40. doi:10.1016/j.engstruct.2016.03.051
23. Wieczorek M. Influence of amount and arrangement of reinforcement on the mechanism of destruction of the corner part of a slab-column structure. *Procedia Engineering*. 2013. Vol. 57. Pp. 1260-1268. doi:10.1016/j.proeng.2013.04.159
24. Kolchunov V.I., Osovskikh Ye.V., Al'kadi S.A. Eksperimental'nyye issledovaniya fragmenta karkasa mnogoetazhnogo zdaniya s zhelezobetonnyimi elementami sostavnogo secheniya [Experimental studies of a fragment of a high-rise building frame with reinforced concrete elements of a composite section]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. No. 6. Pp. 13-21. (In Russian)
25. Ma F., Gilbert B.P., Guan H., Xue H., Lu X., Li Y. Experimental study on the progressive collapse behaviour of RC flat plate substructures subjected to corner column removal scenarios. *Engineering Structures*. 2019. Vol. 180. Pp. 728-741. doi:10.1016/j.engstruct.2018.11.043
26. Pang B., Wang F., Yang J., Nyunn S., Azim I. Performance of slabs in reinforced concrete structures to resist progressive collapse. In *Structures*. Elsevier. 2021. Vol. 33. Pp. 4843-4856. doi:10.1016/j.istruc.2021.04.092
27. Qian K., Li B. Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column. *ACI Structural Journal*. 2012. Vol. 109. No. 6. Pp. 845-855.
28. Qian K., Li B., Ma J.X. Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings. *J. Struct. Eng.* 2015. Vol. 141. No. 2. Pp. 1-14. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001046
29. Russell J.M., Owen J.S., Hajirasouliha I. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after a sudden column loss. *Engineering Structures*. 2015. Vol. 99. Pp. 28-41. doi:10.1016/j.engstruct.2015.04.040
30. Yi W.J., Zhang F.Z., Kunnath S.K. Progressive collapse performance of RC flat plate frame structures. *Journal of Structural Engineering*. 2014. Vol. 140. No. 9. Pp. 1-10. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000963
31. International Standard Organization. ISO 2394: General principles on reliability for structures, Fourth ed. Genève, Switzerland. 2015.
32. Preece B.W., Davis D.D. Modelirovanie zhelezobetonnykh konstrukcij [Modeling of reinforced concrete structures]. Minsk: The highest school. 1974. 224 p. (In Russian)
33. GOST 10180-2012. Metody opredeleniya prochnosti po kontrol'nym obrazcam [Concretes. Methods for strength determination using reference specimens]. Minsk. 2015. (In Russian)
34. GOST 24452-80. Metody opredeleniya prizmennoj prochnosti, modulya uprugosti i koefficienta Puassona [Concretes. Methods of prismatic, compressive strength, modulus of elasticity and Poisson's ratio determination]. (In Russian)
35. GOST 12004-81. Stal' armaturnaya. Metody ispytaniya na rastyazhenie [Reinforcing-bar steel. Tensile test methods]. 2011. (In Russian)
36. **fib** Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice. 2008.
37. **fib** Bulletin 72. Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010: Technical report. *fib-Fédération internationale du béton*. 2014.
38. Timoshenko S., Woinowsky-Krieger S. Theory of Plates and Shells, 2nd ed. New York City, United States of America: McGraw-Hill. 1987. 580 p.
39. Kennedy G., Goodchild C.H. Practical yield line design. Concrete Centre, Surrey, UK., 2004. 171 p.
40. **fib** Model Code for Concrete Structures 2010. International Federation for Structural Concrete (*fib*), Lausanne, Switzerland. 2010.
41. Micallef K., Sagaseta J., Ruiz M.F., Muttoni A. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading. *International Journal of Impact Engineering*. 2014. Vol. 71. Pp. 17-33. doi:10.1016/j.ijimpeng.2014.04.003
42. Muttoni A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. *ACI structural Journal*. 2008. Vol. 105. Pp. 440-450. doi:10.14359/19858

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Chen Z., Zhu Y., Lu X., Lin K. A simplified method for quantifying the progressive collapse fragility of multi-story RC frames in China // *Engineering Failure Analysis*. 2023. № 143. doi:10.1016/j.engfailanal.2022.106924
2. Ellingwood B R., Smilowitz R., Dusenberry D.O., Duthinh D., Lew H.S., Carino N.J. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. NISTIR 7396. National Institute of Science and Technology, US Department of Commerce. 2007. 194 c.
3. Herraiz B., Vogel T., Russell J. Energy-based method for sudden column failure scenarios: theoretical, numerical and experimental analysis. In *IABSE Workshop Helsinki 2015: Safety, Robustness and Condition*

- Assessment of Structures. Report. International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE. 2015. С. 70-77. doi: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-010389549>
4. Izzuddin B.A., Vlassis A.G., Elghazouli A.Y., Nethercot D.A. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss—Part I: Simplified assessment framework // *Engineering structures*. 2008. №30 (5). С. 1308-1318. doi:10.1016/j.engstruct.2007.07.011
 5. Qian K., Li B. Research advances in design of structures to resist progressive collapse // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2015. №2 9 (5). В4014007. doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000698
 6. Федорова Н.В., Савин С.Ю. Анализ особенностей сопротивления прогрессирующему обрушению конструктивных систем зданий и сооружений при внезапных структурных перестройках: аналитический обзор научных исследований // *Строительство и реконструкция*. 2021. № 3. С. 76-108. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-95-3-76-108>
 7. Tur V., Tur A., Lizahub A. Simplified analytical method for the robustness assessment of precast reinforced concrete structural systems // *Budownictwo i Architektura*. 2021. № 20 (4). С. 93-114. doi:10.35784/bud-arch.2774
 8. ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. 2005.
 9. British Standard BS 8110-11. The structural use of concrete in building – Part 1: Code of practice for design and construction. London, U.K. 1997.
 10. DoD UFC Guidelines. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03. Department of Defense (DoD). 2005.
 11. European Committee for Standardization. Eurocode 1 - EN 1991-1-7: Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. 2006.
 12. General Service Administration (GSA). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. Washington (DC). 2003.
 13. СН 2.01.01-2022. Основы проектирования строительных конструкций. Минск. 2022.
 14. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск. 2020.
 15. Андросова Н.Б., Ветрова О.А. Анализ исследований и требований по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в законодательно-нормативных документах России и странах Евросоюза // *Строительство и реконструкция*. 2019. № 1. С. 85-96. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2019-81-1-85-96>
 16. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu, X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Engineering Structures*. 2018. № 173. С. 122-149. doi:10.1016/j.engstruct.2018.06.082
 17. Tohidi M. Effect of floor-to-floor joint design on the robustness of precast concrete cross wall buildings (Doctoral dissertation, University of Birmingham). 2015.
 18. Dat P.X., Tan K.H. Experimental study of beam-slab substructures subjected to a penultimate-internal column loss // *Engineering Structures*. 2013. № 55. С. 2-15. doi:10.1016/j.engstruct.2013.03.026
 19. Dat P.X., Tan K.H. Experimental response of beam-slab substructures subject to penultimate-external column removal // *Journal of Structural Engineering*. 2015. №141 (7). С. 1-12. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001123
 20. Lim N.S., Tan K.H., Lee C.K. Experimental studies of 3D RC substructures under exterior and corner column removal scenarios // *Engineering Structures*. 2017. № 150. С. 409-427. doi:10.1016/j.engstruct.2017.07.041
 21. Pham A.T., Lim N.S., Tan K.H. Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different loading configurations and boundary conditions // *Engineering Structures*. 2017. № 150. С. 520-536. doi:10.1016/j.engstruct.2017.07.060
 22. Ren P., Li Y., Lu X., Guan H., Zhou Y. Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam-slab substructures under a middle-column-removal scenario // *Engineering Structures*. 2016. № 118. С. 28-40. doi:10.1016/j.engstruct.2016.03.051
 23. Wiczeorek M. Influence of amount and arrangement of reinforcement on the mechanism of destruction of the corner part of a slab-column structure // *Procedia Engineering*. 2013. № 57. С. 1260-1268. doi:10.1016/j.proeng.2013.04.159
 24. Колчунов В.И., Осовских Е.В., Алькади С.А. Экспериментальные исследования фрагмента каркаса многоэтажного здания с железобетонными элементами составного сечения // *Строительство и реконструкция*. 2016. № 6. С. 13-21.
 25. Ma F., Gilbert B.P., Guan H., Xue H., Lu X., Li Y. Experimental study on the progressive collapse behaviour of RC flat plate substructures subjected to corner column removal scenarios // *Engineering Structures*. 2019. №180. С. 728-741. doi:10.1016/j.engstruct.2018.11.043
 26. Pang B., Wang F., Yang J., Nyunn S., Azim I. Performance of slabs in reinforced concrete structures to resist progressive collapse. In *Structures*. Elsevier. 2021. № 33. С. 4843-4856. doi:10.1016/j.istruc.2021.04.092
 27. Qian K., Li B. Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column // *ACI Structural Journal*. 2012. №109 (6). С. 845-855.
 28. Qian K., Li B., Ma J.X. Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings // *J. Struct. Eng*. 2015. №141 (2) С. 1-14. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001046
 29. Russell J.M., Owen J.S., Hajirasouliha I. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after a sudden column loss // *Engineering Structures*. 2015. № 99. С. 28-41. doi:10.1016/j.engstruct.2015.04.040

30. Yi W.J., Zhang F.Z., Kunnath S.K. Progressive collapse performance of RC flat plate frame structures // Journal of Structural Engineering. 2014. № 140 (9). С. 1-10. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000963
31. International Standard Organization. ISO 2394: General principles on reliability for structures, Fourth ed. Genève, Switzerland. 2015.
32. Прис Б.В., Дэвис Д.Д. Моделирование железобетонных конструкций. Минск: «Вышэйш. школа». 1974. 224 с.
33. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. Минск. 2015.
34. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.
35. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение [Reinforcing-bar steel. Tensile test methods]. 2011.
36. **fib** Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice. 2008.
37. **fib** Bulletin 72. Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010: Technical report. *fib*-Fédération internationale du béton. 2014.
38. Timoshenko S., Woinowsky-Krieger S. Theory of Plates and Shells, 2nd ed. New York City, United States of America: McGraw-Hill. 1987. 580 с.
39. Kennedy G., Goodchild C.H. Practical yield line design. Concrete Centre, Surrey, UK., 2004. 171 p.
40. **fib** Model Code for Concrete Structures 2010. International Federation for Structural Concrete (*fib*), Lausanne, Switzerland. 2010.
41. Micallef K., Sagaseta J., Ruiz M.F., Muttoni A. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading // International Journal of Impact Engineering. 2014. № 71. С. 17-33. doi:10.1016/j.ijimpeng.2014.04.003
42. Muttoni A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement // ACI structural Journal. 2008. № 105 С. 440-450. doi:10.14359/19858

Information about authors:

Tur Viktor V.

Brest State Technical University, Brest, Belarus,
doctor of technical sciences, Professor, Head the Department of Concrete Technology and Construction Materials.
E-mail: profturvic@gmail.com

Tur Andrei V.

Brest State Technical University, Brest, Belarus,
PhD, Associate Professor, Head the Department of Architecture.
E-mail: aturphd@gmail.com

Lizahub Aliaksandr Al.

Brest State Technical University, Brest, Belarus,
master of eng. science, junior research fellow of BL «RCIC».
E-mail: p_332_14lizogub@mail.ru

Информация об авторах:

Тур Виктор Владимирович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь,
заслуженный работник образования РБ, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов.
E-mail: profturvic@gmail.com

Тур Андрей Викторович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь,
кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой архитектуры.
E-mail: aturphd@gmail.com

Лизогуб Александр Александрович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь,
м.т.н., младший научный сотрудник ОЛ «НИЦИС».
E-mail: p_332_14lizogub@mail.ru

А.И. БЕДОВ¹, В.А. РЯЗАНОВА², А.И. ГАБИТОВ²,
А.С. САЛОВ², Д.Р. ИСЛАМГАЛИЕВА²

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

²Уфимский государственный нефтяной технический университет, г. Уфа, Россия

ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ

Аннотация. В статье рассмотрено вариантное проектирование фундаментов для различных регионов Российской Федерации. Для здания многофункционального спортивного комплекса выполнен расчёт свайного фундамента с учётом особенностей гидрогеологических условий рассматриваемых регионов. Моделирование пространственной рамы выполнено с применением программных комплексов SCAD и Autodesk AutoCAD. По расчёту для Республики Башкортостан приняты сваи по серии С-5-30 длиной 5 м сечением 300х300 мм. Для Республики Татарстан: сваи по серии С-3-30 длиной 3 м сечением 300х300 мм. Для Пермского края приняты сваи по серии С-6-50 длиной 6 м сечением 500х500 мм. Для определения стоимости возведения фундаментов составлен локально-сметный расчёт на основе ведомостей объемов работ. По представленной окончательной стоимости делается вывод о том, что различные категории сложности инженерно-геологических условий подразумевают проведение дополнительных мероприятий в районах с более сложной гидрогеологической обстановкой. Стоимость возведения фундамента для Республики Башкортостан составила 93,711 млн. руб и оказалась наибольшей по сравнению с другими регионами, что связано со значительным увеличением объемов работ за счёт устройства монолитных железобетонных поясов. Авторами отмечено, что в выборе конструкций фундамента проектируемого здания определяющим фактором является анализ инженерно-геологических условий площадки строительства. Представленная методика позволяет провести технико-экономическую оценку строительства аналогичных промышленных и общественных зданий не только в рассмотренных регионах, но и на всей территории Российской Федерации.

Ключевые слова: свайный фундамент, вариантное проектирование, гидрогеологические условия, площадка строительства, локально-сметный расчет, технико-экономические показатели, анализ.

A.I. BEDOV¹, V.A. RYAZANOVA², A.I. GABITOV²,
A.S. SALOV², D.R. ISLAMGALIEVA²

¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

²Ufa State Petroleum Technological University, Ufa, Russia

VARIOUS FOUNDATION DESIGN FOR INDUSTRIAL AND PUBLIC BUILDINGS WITH DIFFERENT HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

Abstract. The article considers the various foundation design for different regions of the Russian Federation. The calculation of the pile foundation was carried out taking into account the peculiarities of hydrogeological conditions in these regions for the multifunctional sport complex. The spatial frame modeling was performed using SCAD and Autodesk AutoCAD software packages. According the calculation S-5-30 5 m long with a section of 300x300 mm (by series) piles received for the Republic of Bashkortostan. For the Republic of Tatarstan: piles according to the S-3-30 series, 3 m long, with a section of 300x300 mm. According to the S-6-50 series, 6 m long, with a section of 500x500 mm piles are accepted for the Perm Territory. To define the price of building foundations, a local estimate calculation

was composed based on bills of quantities. Based on the presented final price, it can be concluded that different categories of engineering and geological conditions complexity, imply additional activities in areas with more complex hydrogeological conditions. The cost of building the foundation for the Republic of Bashkortostan amounted to 93.711 million rubles, and turned out to be the largest in comparison with other regions, which is associated with a significant increase in the volume of work due to the installation of monolithic reinforced concrete belts. The authors noted, that analysis of engineering and geological conditions of the construction site is the determining factor in the choice of foundation structures for the designed building. The presented methodology allows to carry out a similar industrial and public buildings feasibility study in construction not only in the considered regions but throughout the Russian Federation.

Keywords: pile foundation, various design, hydrogeological conditions, construction site, local cost estimate, feasibility study, analysis.

Введение

Ключевым аспектом в выборе конструкции фундамента проектируемого здания является анализ инженерно-геологических условий площадки строительства, включая специфические условия. Разнообразие природно-климатических условий потребовало разработки методов расчета и проектирования фундаментов на структурно-неустойчивых грунтах - вечномёрзлых, лёссовых и торфянистых. К основным вкладам в данные исследования можно отнести работы ученых Н.А. Цытовича, С.С. Вялова, М.Н. Гольдштейна и В.А. Веселова [1].

Инженерно-геологические изыскания должны обеспечивать комплексное изучение инженерно-геологических условий территории проектируемого строительства и составление прогноза возможных изменений инженерно-геологических условий в сфере взаимодействия проектируемых объектов с геологической средой с целью получения необходимых и достаточных материалов для обоснования планирования градостроительной деятельности и разработки проектных решений [2, 3].

Метод

Для вариантного проектирования были рассмотрены соседние между собой районы строительства: Республика Башкортостан, Республика Татарстан, Пермский край. В качестве объекта исследования принято здание физкультурно-оздоровительного комплекса с бассейном, катком и универсальным залом, расположенное по адресу: Советский район городского округа город Уфа Республики Башкортостан, ул. Менделеева.

Здание отдельно стоящее четырехэтажное, прямоугольное в плане с выступающей одноэтажной входной группой с главного фасада и с выступающими лестничными клетками, соединяющими все этажи с дворовой стороны. Габаритные размеры здания в плане в осях 1-19 составляют 84700 мм, в осях А-Л – 42000 мм, общая высота здания 17,86 м, при высоте этажа 3,6 м. Общая площадь здания – 6542 м². За отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа.

Планировка спортивного комплекса предусматривает деление на 3 зоны. В центральной части здания находится спортивный зал с трибунами для зрителей, к которому с двух сторон примыкают четырехэтажные административно-хозяйственные блоки.

Несущая конструктивная схема монолитного железобетонного каркаса состоит из свайного фундамента, опирающихся на него вертикальных несущих элементов: стен и колонн, объединяющихся в единую пространственную систему горизонтальными элементами – плитами перекрытий.

Конструктивная схема здания по типу вертикальных элементов колонно-стенная.

Такая несущая конструктивная схема здания скомпонована на основании архитектурно-планировочных решений и создает пластическую систему по многообразию планировочных решений, как на стадии нового строительства, так и на стадиях завершеного строительства и эксплуатации здания путем деления общих площадей этажей самонесущими перегородками (рисунок 1, 2).

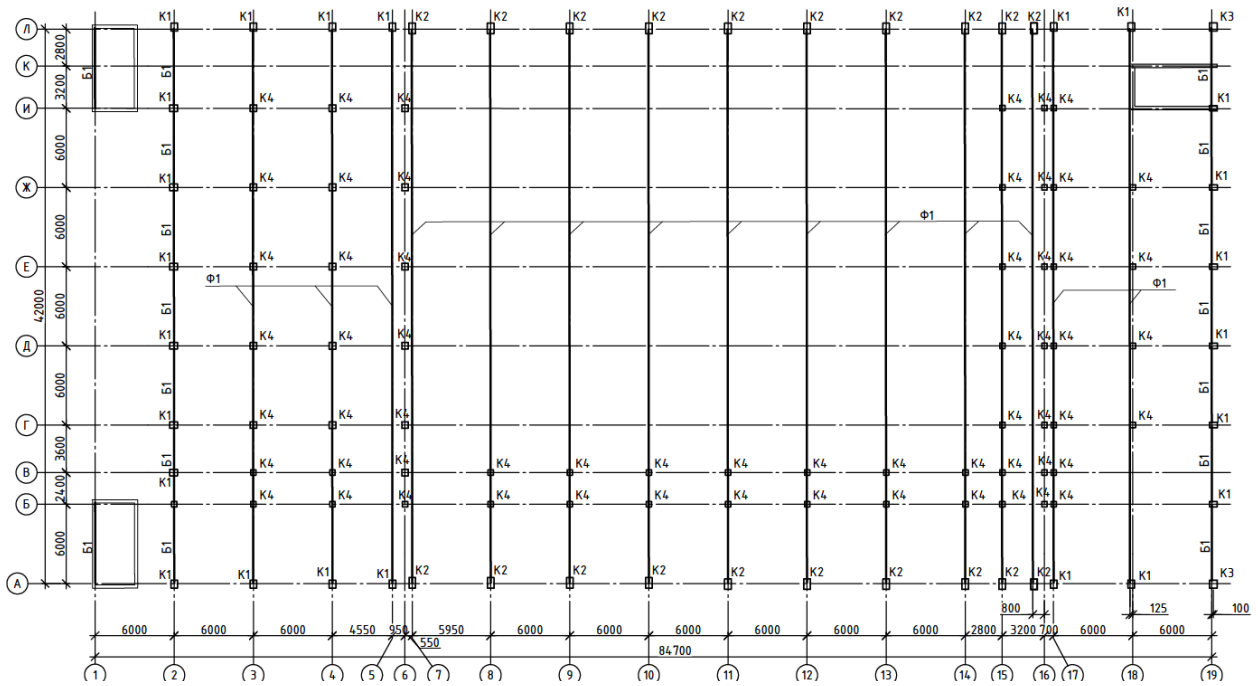


Рисунок 1 – Схема расположения основных элементов каркаса

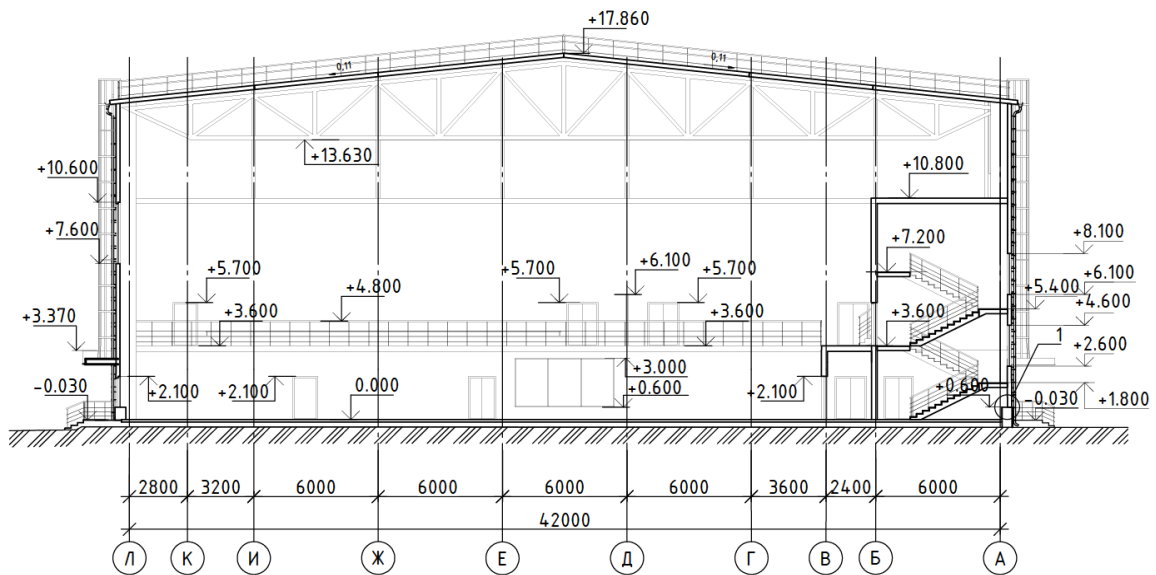


Рисунок 2 – Разрез проектируемого здания

Для выполнения вариантного проектирования было изучено напряженно-деформируемое состояние свайного фундамента спортивного комплекса для различных регионов Российской Федерации: Республика Башкортостан, Республика Татарстан, Пермский край.

Расчёт пространственной рамы заключается в определении усилий в стержнях и подбора их сечений по первой и второй группам предельных состояний [4].

Компьютерное моделирование и расчёт выполнен с применением программных комплексов SCAD и Autodesk AutoCAD.

Пространственная рама представляет собой в расчетной модели систему пространственных стержней. Рама состоит из металлических ферм, опирающихся на железобетонные колонны. Между собой рамы связаны вертикальными и горизонтальными связями по верхним и нижним поясам ферм. Также пространственную жесткость

обеспечивают прогоны из швеллеров, на которые укладываются сэндвич-панели покрытия. Фермы работают на изгиб, а колонны на внецентренное сжатие. Нагрузки, воспринимаемые фермами, в расчетной схеме приведены узловые, на колонны распределены по высоте. Подбор сечений элементов ферм выполнен в ПК SCAD Office [5-7]. Расчетная схема пространственной рамы и изображение деформированной схемы приведены на рисунках 3, 4.

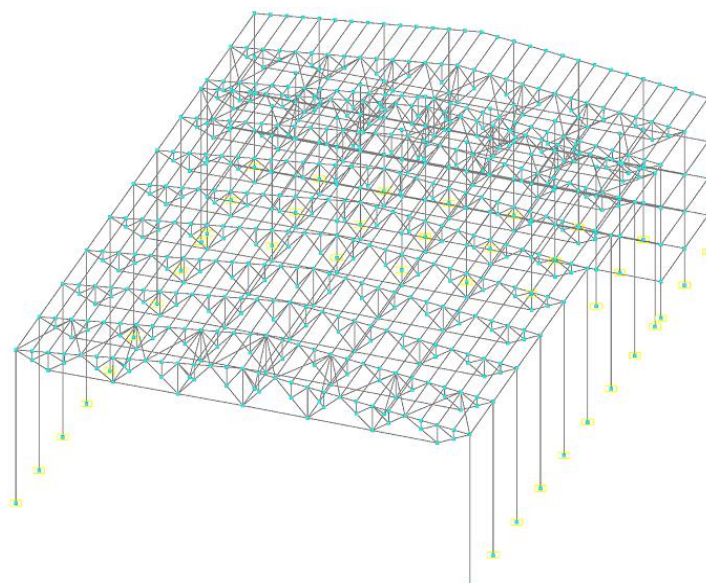


Рисунок 3 – Расчетная схема пространственной рамы

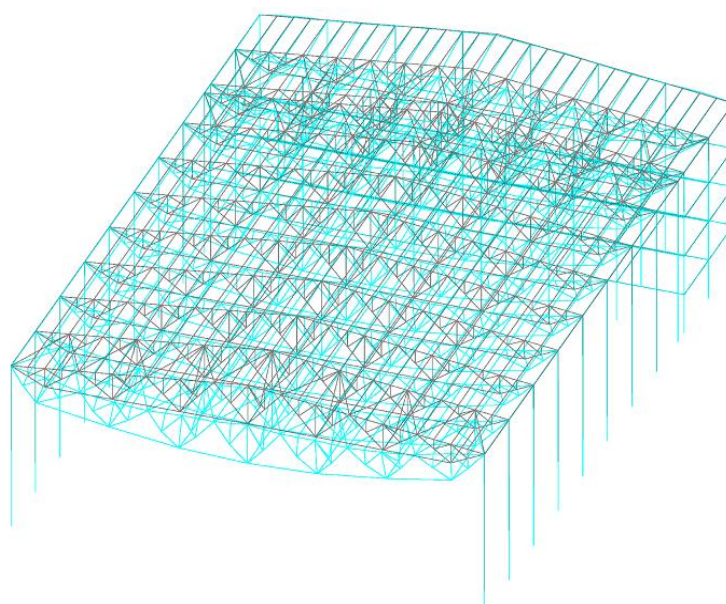


Рисунок 4 – Совместное отображение исходной и деформированной схемы

Результаты

Площадка строительства в Республике Башкортостан относится ко 2 категории сложности. На участке изысканий из опасных физико-геологических процессов развит карст. Согласно районированию по категориям устойчивости относительно карстовых провалов участок изысканий был отнесен к III (недостаточно устойчивой) категории устойчивости относительно карстовых провалов. В геоморфологическом отношении участок приурочен к правобережному коренному склону долины р. Белой. Абсолютные отметки поверхности рельефа изменяются от 184,95 до 185,30 м высот. Поверхность участка относительно ровная, с незначительным уклоном на юго-запад. Подземные воды до глубины 17 м не вскрыты.

Проектируемый фундамент свайный. Инженерно-геологический разрез представлен на рисунке 5 а.

По расчету приняты сваи по серии С-5-30 длиной 5 м сечением 300х300 мм из бетона класса В25 с арматурой класса А400 диаметром 10 мм. Были приняты противокарстовые мероприятия, такие как прорезка закарстованных пород сваями, введение дополнительных связей в каркасных конструкциях за счет устройства монолитных железобетонных поясов толщиной 1500 мм, соединяющих ростверки фундаментов.

Площадка строительства в Республике Татарстан относится к 1 категории сложности. Поверхность участка относительно ровная, не расчлененная, подземные воды имеют выдержанный горизонт с однородным химическим составом. Площадка строительства имеет уклон на юго-восток. Отметка поверхности природного рельефа – 205,5-208,5 м. Отметка уровня подземных вод – 203,0 м. Инженерно-геологическое строение составлено из 3 инженерно-геологических элементов. Планировочная отметка – 207,0 м. Проектируемый фундамент свайный. Инженерно-геологический разрез представлен на рисунке 5 б.

По расчету приняты сваи по серии С-3-30 длиной 3 м сечением 300х300 мм из бетона класса В25 с арматурой класса А400 диаметром 10 мм. Дополнительных мероприятий по увеличению прочности и устойчивости фундаментов не предусматривается.

Площадка строительства в Пермском крае относится к 3 категории сложности. Основание сложено просадочными грунтами. На исследуемой территории широкое распространение имеет процесс подтопления, осложняемый наличием в разрезе сильно и чрезмерно пучинистых грунтов. Эти факторы оказывают решающее влияние на принятие проектных решений, строительство и эксплуатацию сооружений. Площадка строительства имеет уклон на северо-запад. Отметка поверхности природного рельефа – 127,0-128,5 м. Инженерно-геологическое строение составлено из 4 инженерно-геологических элементов. Уровень подземных вод находится на отметке 125,5 м. Планировочная отметка – 127,0 м. Проектируемый фундамент свайный. Инженерно-геологический разрез представлен на рисунке 5 в.

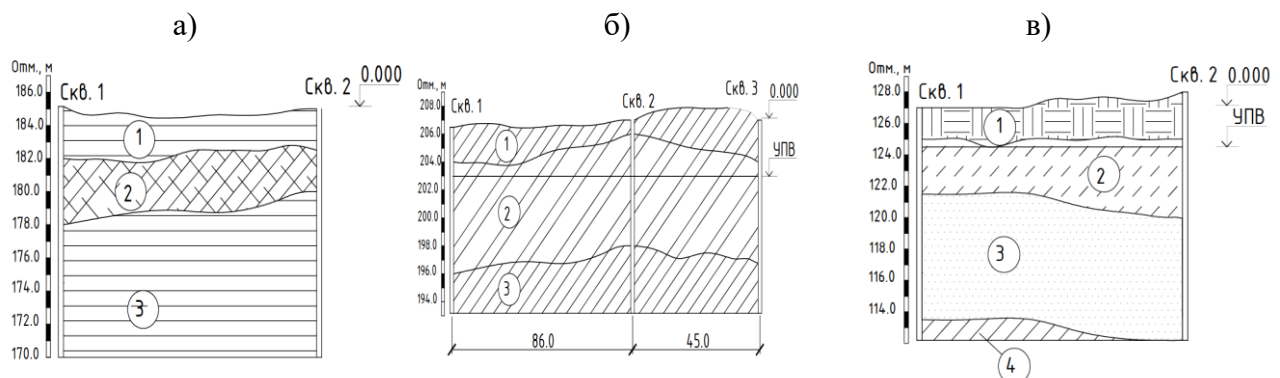


Рисунок 5 – Инженерно-геологический разрез для:
а) Республики Башкортостан; б) Республики Татарстан; в) Пермского края

По расчету приняты сваи по серии С-6-50 длиной 6 м сечением 500х500 мм из бетона класса В25 с арматурой класса А400 диаметром 10 мм. В качестве дополнительных мероприятий принято изъятие первого инженерно-геологического слоя (торф) с последующей заменой его на песчано-гравийную смесь.

Для определения стоимости возведения фундамента для различных гидрогеологических условий составляется локальный сметный расчет для каждого региона строительства отдельно. При выборе регионов строительства для сравнения были выбраны районы со схожими характеристиками по весу снегового покрова и ветровому давлению [8-10]. Поэтому при расчете усилия в каркасе здания также имели небольшие отличия. В итоге сечения основных несущих элементов каркаса приняты идентичными. Таким образом, стоимость общестроительных работ надземной части здания является эквивалентной для всех

районов строительства и не имеет влияния на оценку технико-экономических показателей. Поэтому локальный сметный расчет рассматривается только на земляные работы и на работы по возведению фундамента, то есть на подземную часть здания.

Локальный сметный расчет выполняется на основе ведомостей объемов работ. В ходе расчета и конструирования фундамента в различных регионах были приняты разные значения глубины заложения, что напрямую повлияло на принимаемую длину свай. Из-за этого объем работ по забивке свай, а также объем материала отличается в разных регионах.

К тому же различные категории сложности инженерно-геологических условий подразумевают проведение дополнительных мероприятий в районах с более сложной геологической обстановкой [11-13]. В качестве дополнительных мероприятий в г. Уфа Республики Башкортостан были приняты противокарстовые мероприятия, такие как введение дополнительных связей в конструкциях каркаса за счет устройства монолитных железобетонных поясов, соединяющих ростверки фундаментов. Это привело к значительному увеличению объема бетонных работ по сравнению с другими районами строительства [14, 15].

Площадка строительства в г. Пермь Пермского края относится к сложной категории инженерно-геологических условий и предполагает устройство дополнительных мероприятий по улучшению качества характеристик основания под фундаменты, таких как изъятие первого инженерно-геологического слоя (торф) с последующей заменой его на песчано-гравийную смесь. Это привело к увеличению объема земляных работ по сравнению с другими районами строительства.

Стоимость работ в локальных сметных расчетах производится в базисном уровне цен, определяемом на основе действующих сметных норм и цен 2001 г. с учетом индексов изменения стоимости строительно-монтажных работ к этому уровню цен. Так как районы строительства приняты разные, то все расчеты будут проводиться не на основе территориальных единичных расценок, которые отражают специфику местных условий и цен на ресурсы, а на основе базового региона, показатели которого отражают единичные расценки федерального уровня. Базовым регионом в данном случае становится Московская область.

Общая стоимость строительства в базовых ценах представлена в таблице 1.

Таблица 1 – Общая стоимость строительства в базовых ценах по регионам

Параметр	г. Уфа Республика Башкортостан	г. Казань Республика Татарстан	г. Пермь Пермский край
Стоимость земляных работ, руб.	55 593,82	49 071,51	84 302,55
Стоимость возведения фундамента, руб.	7 068 508,85	4 349 674,29	5 070 619,72
Общая стоимость, руб.	7 124 102,67	4 398 745,8	5 154 922,27

Общая стоимость строительства в текущих ценах представлена в таблице 2.

Для перевода цен от базового уровня к текущему были определены поправочные инфляционные коэффициенты к ценам 2001 года и коэффициенты, учитывающие особенности осуществления строительства, в данном случае различные регионы строительства.

Таблица 2 – Общая стоимость строительства в текущих ценах по регионам

Параметр	г. Уфа Республика Башкортостан	г. Казань Республика Татарстан	г. Пермь Пермский край
Стоимость земляных работ, руб.	731 288,27	581 684,36	1 153 949,26
Стоимость возведения фундамента, руб.	92 980 084,4	57 852 592,6	72 031 226,1
Общая стоимость, руб.	93 711 372,67	58 434 276,96	73 185 175,36

Технико-экономические показатели определяются для основания и фундаментов здания. Для анализа технико-экономических показателей вариантов проектных решений

фундаментов должна быть выбрана сопоставимая единица измерения. В качестве такой единицы могут приниматься 1 м² общей площади здания, 1 м³ объема здания, 1 зритель и т.п.

Основные технико-экономические показатели на земляные работы и возведение подземной части здания представлены в таблице 3.

Таблица 3 – Основные технико-экономические показатели на земляные работы и возведение подземной части здания

Наименование показателя, единица измерения	г. Уфа	г. Казань	г. Пермь
Стоимость общестроительных работ в базовых ценах, руб.	7 124 102,67	4 398 745,8	5 154 922,27
Стоимость общестроительных работ в текущих ценах, руб.	93 711 372,67	58 434 276,96	73 185 175,36
Стоимость на 1 м ³ здания в базовых ценах, руб.	122,24	41,16	54,13
Стоимость на 1 м ³ здания в текущих ценах, руб.	1607,95	487,89	740,99
Стоимость на 1 м ² общей (полезной) площади в базовых ценах, руб.	1 088,98	366,67	482,26
Стоимость на 1 м ² общей (полезной) площади в текущих ценах, руб.	14 324,58	4 346,42	6 601,22
Нормативная продолжительность строительства, дн.	65	55	62

Выводы

Общая стоимость земляных работ и работ по устройству фундаментов в г. Уфа Республика Башкортостан составила 93,711 млн. руб., в том числе стоимость земляных работ оценена в размере 731,288 тыс. руб., что составляет 1% от общей стоимости и имеет наименьшее влияние на общую стоимость среди рассматриваемых вариантов. За счет устройства монолитных железобетонных поясов, объемы бетонных работ значительно увеличились по сравнению с районом строительства с простой категорией сложности, что привело к значительному удорожанию общей стоимости строительства [16-19]. Таким образом, она оказалась наибольшей по сравнению с другими районами строительства.

Общая стоимость земляных работ и работ по устройству фундаментов в г. Казань Республика Татарстан составила 58,434 млн. руб., в том числе стоимость земляных работ оценена в размере 581,684 тыс. руб. Общая стоимость по сравнению с другими районами строительства оказалась наименьшей, что было ожидаемым результатом для района строительства с наиболее простой категорией сложности инженерно-геологических условий.

Общая стоимость земляных работ и работ по устройству фундаментов в г. Пермь Пермский край составила 73,185 млн. руб., в том числе стоимость земляных работ оценена в размере 1 153,949 тыс. руб., что составляет 2% от общей стоимости и имеет наибольшее влияние на общую стоимость среди рассматриваемых вариантов. Из-за сложных инженерно-геологических условий, помимо выбора свай с более высокими прочностными характеристиками, были предприняты дополнительные мероприятия, которые привели к значительному увеличению объема земляных работ, что является следствием значительного удорожания стоимости земляных работ по сравнению с другими регионами строительства. Однако общая стоимость рассматриваемых видов работ не превышает стоимости работ в г. Уфа Республика Башкортостан, где средняя категория сложности инженерно-геологических условий.

По результатам анализа технико-экономических показателей можно сделать вывод о том, что объем земляных работ оказывает незначительное влияние на общую стоимость возведения подземной части здания и в общем случае не превышает 2% от общей стоимости рассматриваемых видов работ [20]. Таким образом, при строительстве в различных категориях сложности инженерно-геологических условий при прочих равных условиях принятие

проектных решений, приводящих к увеличению объема земляных работ, оказывает наименьшее влияние по сравнению с мероприятиями по усовершенствованию конструктивной схемы проектируемого здания [21].

Проектирование multifunctional спортивных комплексов становится все более востребованным направлением в отечественной и зарубежной строительной практике. Оценив гидрогеологические условия различных регионов, можно сделать вывод о том, что тип и конструктивные особенности фундамента, материал его исполнения, размеры сечения и глубина заложения определяются согласно результатам полученных изысканий. По результатам технико-экономического сравнения стоимости возведения фундаментов можно оценивать целесообразность строительства в рассматриваемых гидрогеологических условиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цытович Н.А., Веселов В.А., Кузьмин П.Г. Основания и фундаменты. Под ред. чл.-корр. АН СССР проф. Н.А. Цытовича. Москва: Госстройиздат, 1959. 452 с.
2. Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Поверенный Ю.С., Зеленин Д.А., Фелелов А.В., Сайтов А.В. Усовершенствование конструкции стальных свай в многолетнемерзлых грунтах // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 1. С. 34-38. doi:10.33622/0869-7019.2022.01.34-38.
3. Чунюк Д.Ю., Коптева О.В. Переводные коэффициенты для модуля деформации песчаных грунтов // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 9. С. 71-75. doi:10.33622/0869-7019.2019.09.71-75.
4. Шевченко А.В., Давидюк А.А., Баглаев Н.Н. Метод итераций для расчета железобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 3. С. 13-18. doi:10.33622/0869-7019.2022.03.13-18.
5. Габитов А.И., Семенов А.А. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование с использованием программного комплекса SCAD // Учебное пособие. М.: Изд-во СКАД СОФТ, Издательство АСВ, 2011. 280 с.
6. Бедов А.И., Бабков В.В., Габитов А.И., Салов А.С. Использование бетонов и арматуры повышенной прочности в проектировании сборных и монолитных железобетонных конструкций // Вестник МГСУ. 2012. № 8. С. 76-84.
7. Алексеев А.Г., Безволев С.Г., Сазонов П.М., Звездов А.А. О необходимости исследований работы винтовых свай и актуализации норм проектирования свайно-винтовых фундаментов // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 1. С. 43-47.
8. Бедов А.И., Знаменский В.В., Габитов А.И. Оценка технического состояния, восстановление и усиление оснований строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. Часть 1. Обследование и оценка технического состояния оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: Изд-во АСВ, 2021 (2014, 2016). 704 с.
9. Бедов А.И., Габитов А.И., Знаменский В.В. Оценка технического состояния, восстановление и усиление оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. В 2-х частях. Ч. II. Восстановление и усиление оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. Под ред. А.И. Бедова: Учеб. пос. М.: АСВ, 2021 (2017). 924 с.
10. Бедов А.И., Бабков В.В., Габитов А.И., Сахибгареев Р.Р., Салов А.С. Исследование свойств модифицированных бетонов с химическими добавками // В сборнике: Бетон и железобетон - взгляд в будущее. Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. 2014. С. 14-25.
11. Гусев Б.В., Файвусович А.С., Рязанова В.А. Развитие фронта коррозии бетона в агрессивных средах // Бетон и железобетон. 2005. № 5. С. 23-28.
12. Бабков В.В., Салов А.С., Плакс А.А., Колесник Г.С., Сахибгареев Р.Р. Вопросы эффективности применения высокопрочных бетонов в железобетонных конструкциях // Жилищное строительство. 2009. № 10. С. 43.
13. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. Основы теории и примеры расчета. М.: Изд-во Стройиздат, 1990. 304 с.
14. Мухаметзянов З.Р., Рязанов Р.В. Классификация комбинаций технологически взаимосвязанных строительных процессов, используемых при строительстве объекта // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 10. С. 72-77.
15. Bedov A., Salov A., Gabitov A. Cad methods of structural solutions for reinforced concrete frame // XXI International Scientific Conference on Advanced in Civil Engineering "Construction - The Formation of Living Environment" (FORM 2018), Moscow, Russian Federation. 2018. Vol. 365. Pp. 1-8.
16. Krot A., Ryzanova V., Gabitov A., Salov A., Rolnik L. Resource-saving technologies for advanced concrete in the Republic of Bashkortostan // MATEC Web of Conferences 7. "7th International Scientific Conference "Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings" (Transbud 2018) 2018. Vol. 230. Article number 03009.

17. Мухаметзянов З.Р., Разяпов Р.В. Разработка организационных решений на основе технологического взаимодействия между строительными работами и процессами // Научный журнал строительства и архитектуры. 2018. № 1(49). С. 65–71.
18. Ластовка А.В., Данченко Т.В., Клиндух Н.Ю., Берсенева М.Л. Методы расчета ленточного фундамента на упругом грунтовом основании // Вестник Евразийской науки. 2019. № 3. URL: <https://esj.today/PDF/58SAVN319.pdf>
19. Синицин Д.А., Бабков В.В., Сахибгареев Р.Р., Сахибгареев Р.Р., Резвова В.П. Применение самоуплотняющихся бетонных смесей в практике строительства Республики Башкортостан // Строительные материалы. 2019. № 12. С. 45-51.
20. Mukhametzyanov Z.R. Modeling of construction technology of objects on the basis of technological interaction of works // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 451. № 012077. doi:10.1088/1757-899X/451/1/012077.
21. Носков И.В., Решетов М.М., Лютов В.Н., Ананьев С.А., Носков К.И. Причины снижения и определение прочности бетона фундаментов методами разрушающего и неразрушающего контроля при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений // Вестник Евразийской науки. 2020. № 6. URL: <https://esj.today/PDF/04SAVN620.pdf>

REFERENCES

1. Tsytoich N.A., Veselov V.A., Kuzmin P.G. Foundation engineering. Edited by chl.-corr. Academy of Sciences of the USSR prof. N. A. Tsytoich. - Moscow: Gosstroyizdat, 1959. 452 p.
2. Alekseev A.G., Sazonov P.M., Attorney Yu.S., Zelenin D.A., Fefelov A.V., Saitov A.V. Improving the design of steel piles in permafrost soils // Industrial and civil construction. 2022. No. 1. Pp. 34-38. doi:10.33622/0869-7019.2022.01.34-38.
3. Chunyuk D.Y., Kopteva O.V. Conversion coefficients for the modulus of deformation of sandy soils // Industrial and civil construction. 2019. No. 9. Pp. 71-75. doi:10.33622/0869-7019.2019.09.71-75.
4. Shevchenko A.V., Davidyuk A.A., Baglaev N.N. The iteration method for calculating reinforced concrete elements based on a nonlinear deformation model // Industrial and civil construction. 2022. No. 3. Pp. 13-18. doi:10.33622/0869-7019.2022.03.13-18.
5. Vinnichenko V., Gabitov A., Salov A., Gaisin A., Kuznetsov D The heat loss calculating methods of external walls in the buildings reconstruction // MATEC Web of Conferences 7. "7th International Scientific Conference "Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings" (Transbud 2018) 2018. Vol. 230. Article number 02038.
6. Bedov A.I., Babkov V.V., Gabitov A.I., Salov A.S. Use of heavy duty concretes and reinforcement in design of prefabricated and monolithic reinforced concrete structures // Vestnik MGSU. 2012. No. 8. Pp. 76-84.
7. Alekseev A.G., Bezvolev S.G., Sazonov P.M., Zvezdov A.A. On the need to study the operation of screw piles and update the design standards for pile-screw foundations // Industrial and civil construction. 2018. No. 1. Pp. 43-47.
8. Bedov A.I., Znamensky V.V., Gabitov A.I. Assessment of the technical condition, restoration and strengthening of the foundations of building structures of operated buildings and structures. Part 1. Inspection and assessment of the technical condition of the foundations and building structures of operated buildings and structures. Moscow, ASV Publ., 2021(2014, 2016). 704 p.
9. Bedov A.I., Gabitov A.I., Znamensky V.V. Assessment of the technical condition, restoration and strengthening of the foundations of building structures of operated buildings and structures. Part 2. Restoration and strengthening of foundations and building structures of operated buildings and structures. Ed. A.I. Bedova: Educational settlement. M: ASV, 2021 (2017). 924 p.
10. Bedov A.I., Babkov V.V., Gabitov A.I., Sakhibgareev R.R., Salov A.S. Investigation of modified concrete with chemical additives // In the collection: Concrete and reinforced concrete - a look into the future. Scientific works of the III All-Russian (II International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete: in 7 volumes. 2014. Pp. 14-25.
11. Gusev B.V., Faivusovich A.S., Ryazanova V.A. Development of the corrosion front of concrete in aggressive environments // Concrete and reinforced concrete. 2005. No. 5. Pp. 23-28.
12. Babkov V.V., Salov A.S., Plaks A.A., Kolesnik G.S., Sakhibgareev R.R. Questions of the efficiency of the use of high-strength concretes in reinforced concrete structures // Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2009. No. 10. Pp. 43.
13. Veselov V.A. Design of bases and foundations. Fundamentals of theory and examples of calculation. Publishing house: Moscow, Stroyizdat, 1990. 304 p.
14. Mukhametzyanov Z.R., Razyapov R.V. Classification of combinations of technologically interrelated construction processes used when constructing an object // Industrial and civil construction. 2017. No. 10. Pp. 72–77.
15. Bedov A., Salov A., Gabitov A. Cad methods of structural solutions for reinforced concrete frame // XXI International Scientific Conference on Advanced in Civil Engineering "Construction - The Formation of Living Environment" (FORM 2018), Moscow, Russian Federation. 2018. Vol. 365. Pp. 1-8.
16. Krot A., Ryazanova V., Gabitov A., Salov A., Rolnik L. Resource-saving technologies for advanced concrete in the Republic of Bashkortostan // MATEC Web of Conferences 7. "7th International Scientific Conference "Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings" (Transbud 2018) 2018. Vol. 230. Article number 03009.

17. Mukhametzyanov Z.R., Razyapov R.V. Mechanism of development of organizational solutions based on a technological interaction between construction works and processes // Scientific journal of construction and architecture. 2018. No. 1 (49). Pp. 65–71.
18. Lastovka A.V., Danchenko T.V., Klindukh N.Yu., Berseneva M.L. Methods for calculating a strip foundation on an elastic soil foundation // Bulletin of the Eurasian Science. 2019. No. 3. URL: <https://esj.today/PDF/58SAVN319.pdf>
19. Sinitsin D.A., Babkov V.V., Sakhibgareev R.R., Sakhibgareev R.R., Rezvova V.P. The use of self-compacting concrete mixes in construction practice of the Republic of Bashkortostan // Stroitelnye materialy. 2019. No. 12. Pp. 45–51.
20. Mukhametzyanov Z.R. Modeling of construction technology of objects on the basis of technological interaction of works // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 451. No. 012077. doi:10.1088/1757-899X/451/1/012077.
21. Noskov I.V., Reshetov M.M., Lyutov V.N., Ananiev S.A., Noskov K.I. Reasons for reducing and determining the strength of concrete foundations by methods of destructive and non-destructive control during the construction and operation of buildings and structures // Bulletin of the Eurasian Science. 2020. No. 6. URL: <https://esj.today/PDF/04SAVN620.pdf>

Информация об авторах:

Бедов Анатолий Иванович

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: gbk@mgsu.ru

Рязанова Виктория Альбертовна

Уфимский государственный нефтяной технический университет, г. Уфа, Россия, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций.

E-mail: vryazanova@hotmail.com

Габитов Азат Исмагилович

Уфимский государственный нефтяной технический университет, г. Уфа, Россия, доктор технических наук, профессор кафедры строительных конструкций.

E-mail: azat7@ufanet.ru

Салов Александр Сергеевич

Уфимский государственный нефтяной технический университет, г. Уфа, Россия, кандидат технических наук, доцент кафедры автомобильных дорог и технологии строительного производства.

E-mail: salov@list.ru

Исламгалиева Диана Руслановна

Уфимский государственный нефтяной технический университет, г. Уфа, Россия, магистрант по направлению Строительство.

E-mail: diana.islamgalieva@yandex.ru

Information about authors:

Bedov Anatoly Iv.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, PhD of Engineering, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone.

E-mail: gbk@mgsu.ru

Ryazanova Victoria Al.

Ufa State Petroleum Technological University, Ufa, Russia, PhD of Engineering, Assistant Professor of Building Constructions Department.

E-mail: vryazanova@hotmail.com

Gabitov Azat Is.

Ufa State Petroleum Technological University, Ufa, Russia, doctor of engineering, professor of Building Constructions Department.

E-mail: azat7@ufanet.ru

Salov Alexander S.

Ufa State Petroleum Technological University, Ufa, Russia, PhD of engineering, assistant professor of Highways and Structural Engineering Department,

E-mail: salov@list.ru

Islamgalieva Diana R.

Ufa State Petroleum Technological University, Ufa, Russia, master's Degree student in Construction.

E-mail: diana.islamgalieva@yandex.ru

И.В. БЕССОНОВ¹, Б.И. БУЛГАКОВ², А.В. ЛАНКИН³, И.С. ГОВРЯКОВ^{1,2},
Э.А. ГОРБУНОВА^{1,2}

¹«Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук» (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия

²«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

³Бутовский комбинат строительных материалов, г. Москва, Россия

ПРИЧИНЫ РАЗРУШЕНИЯ ЛИЦЕВОГО КИРПИЧА

Аннотация. Рассмотрены основные причины разрушения лицевого кирпича. Указано, что свойства керамических изделий при их эксплуатации в стеновой кладке во многом зависят от качества подготовками глиняной массы. Сезонное промораживание глины позволяет улучшить её формовочные и сушильные свойства. Расчетами подтверждено, что высота конуса при сезонном хранении глины для климатических условий Московского региона должна быть не более 6 метров. Представлен критический анализ теории химической деструкции керамического кирпича при взаимодействии щелочей с оксидами кремния и алюминия аморфной фазы. Ионы кальция и магния в гораздо меньшей степени влияют на коррозионные процессы кирпича в результате образования легкорастворимых силикатов и алюминатов по сравнению с ионами натрия и калия. Предложена дифференциация требований по морозостойкости лицевого кирпича в зависимости от климатических условий региона строительства.

Ключевые слова: лицевой кирпич, глина, расслоение, химическая коррозия, морозостойкость, гидросиликаты кальция, гидроалюминаты кальция.

I.V. BESSONOV¹, B.I. BULGAKOV², A.V. LANKIN³, I.S. GOVRYAKOV^{1,2},
E.A. GORBUNOVA^{1,2}

¹Research Institute of Building Physics Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN), Moscow, Russia

²Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia

³Butovo plant of building materials, Moscow, Russia

THE REASONS FOR THE DESTRUCTION OF THE FACE BRICK

Abstract. The main causes of the destruction of the front brick are considered. It is indicated that the properties of ceramic products during their operation in masonry largely depend on the quality of the preparation of the clay mass. Seasonal freezing of clay improves its molding and drying properties. The height of the cone during seasonal storage of clay for the climatic conditions of the Moscow region should be no more than 6 meters. It is confirmed by calculation. A critical analysis of the theory of chemical destruction of ceramic bricks during the interaction of alkalis with oxides of silicon and aluminum of the amorphous phase is presented. Calcium and magnesium ions have a much lesser effect on the corrosion processes of bricks because of the formation of easily soluble silicates and aluminates compared to sodium and potassium ions. It is proposed to separate the requirements for frost resistance of facing bricks is proposed depending on the climatic conditions of the construction.

Keywords: front brick, clay, delamination, chemical corrosion, frost resistance, calcium hydrosilicates, calcium hydroaluminates.

Введение

Здания и сооружения, облицованные кирпичом, обладают привлекательным внешним видом и основательностью. Однако, часто можно увидеть признаки разрушения лицевого кирпича, даже после первого года эксплуатации, причем без воздействия внешних

© Бессонов И.В., Булгаков Б.И., Ланкин А.В., Говряков И.С., Горбунова Э.А., 2023

агрессивных сред или механических нагрузок, лишь в результате атмосферных воздействий [1]. Причин, приводящих к подобным дефектам кирпичной кладки обычно несколько. Деструкция кирпича, находящегося в кладке, возможна в результате нарушений, возникших на каждом этапе при его изготовлении, и может быть увеличена последующей неправильной эксплуатацией здания или сооружения [2-5].

Объектом исследования является лицевой кирпич керамический. Сохранность эксплуатационных качеств лицевого керамического кирпича при атмосферных воздействиях является актуальной задачей.



Рисунок 1 - Разрушение лицевого кирпича без воздействия внешних агрессивных химических сред или механических нагрузок: а) на фасаде, б) на столбе забора, в) на парапете

Вопросами долговечности наружных стен из керамического кирпича занимались многие исследователи, с том числе, Александровский С.В., Ананьев А.И., Ананьев А.А., Желдаков Д.Ю., Ищук М.К., Шаманов В.А. и другие [1-4, 8-12, 14-19, 21, 22]. Проведены исследования влияния нагружающих элементов и расположения деформационных швов на возможность образования трещин в лицевом кирпиче при сезонных и суточных перепадах температур. Установлено влияние расположения пустот кирпича на долговечность лицевого слоя кладки. Показано, что снижение долговечности лицевого кирпича в условиях знакопеременных температур связано с недостаточной температурой обжига для образования минералов силлиманит и муллит. Разработана модель разрушения керамического материала, основанная на кинетических исследованиях химических процессов. Предполагается, что основной причиной разрушения являются процессы химической коррозии, которые происходят внутри материала без воздействия внешних химических или механических нагрузок.

Таким образом, в литературных источниках не отражено влияние подготовки глиняной массы на эксплуатационную стойкость изделий в кладке. Кроме того, влияние химической коррозии не вскрывает причин расслаивания наружной поверхности лицевого кирпича в первые годы эксплуатации.

В настоящей статье авторы ставят целью показать связь качества подготовки глиняного сырья и стойкости к атмосферным воздействиям лицевого кирпича, применяемого в конструкциях не подверженных механическим нагрузкам и процессам теплопереноса. Представлен критический анализ современной теории химической коррозии керамического кирпича, представляющей несомненный вклад в общее представление об оценке долговечности, при этом, указана необходимость учета всех факторов, влияющих на сохранность изделий в процессе эксплуатации. Предложен вариант дифференцированного назначения требований к морозостойкости лицевого кирпича в зависимости от климатических условий строительства на территории России.

Модели и методы

Важным этапом является подготовка и переработка сырья в технологии производства. Для современного ленточного пресса требуется повышенный контроль износа шнеков, шнековой рубашки, свилерезов, сердечников-пустотообразователей, вакуумирующего оборудования. Кроме того, использование запесоченной, замусоренной, неусреднённой, невыдержанной глины, при любом способе формования не даст при последующей идеальной сушке и обжиге полноценного качественного черепка. Такие нарушения могут привести к последующему выветриванию и вымыванию тела кирпича, даже идеально высушенного и качественно обожженного.

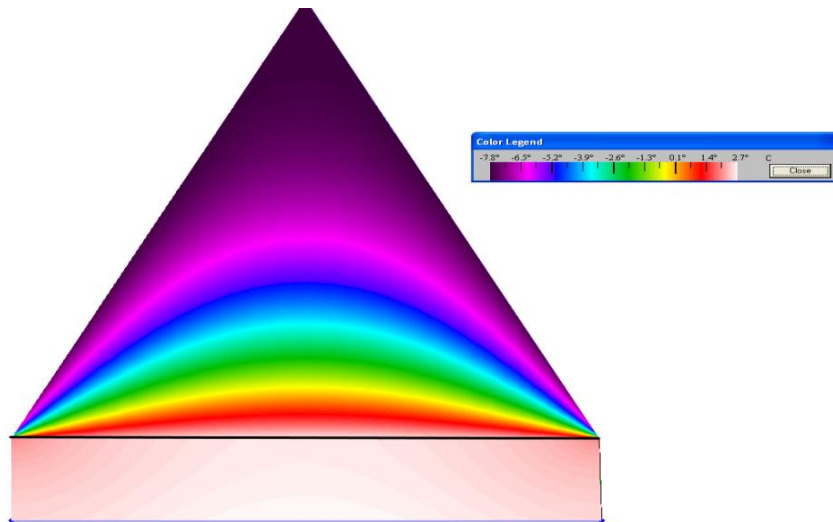
При использовании невыдержанной, невымороженной глины могут возникать подобные дефекты расслоения (рисунок 1). Глина залегает слоями, причем сформирована преимущественно чешуйчатыми глинистыми минералами размером от 0,005 мм до 0,02 мм [6-9]. Между чешуйками и в мелких капиллярах содержатся слои воды в виде тончайших плёнок вплоть до мономолекулярных слоёв H_2O . Далеко не всегда механическая обработка путём многократного перемешивания приводит к разрушению слоистой структуры глины. При пластическом формовании лицевого кирпича, при прохождении массы через экструдер, частички глины приобретают ориентацию перпендикулярно постели, вдоль ложковой и тычковой поверхности изделия. В кладке такие кирпичи крайне нестойки к атмосферным воздействиям и в особенности к попеременному увлажнению и замораживанию, что приводит к расслоению наружных граней (рисунок 2). Проведение периодических испытаний морозостойкости кирпичей с оценкой видимых внешних повреждений позволяет отбраковывать партии таких изделий [10-12].



Рисунок 2 - Характер повреждений лицевого кирпича - расслоение

Для исключения таких повреждений глину подвергают вымораживанию. Добытую породу из карьеров привозят на открытые заводские площадки и укладывают в конусы высотой не более 6 метров. В конусах глину выдерживают не менее одного-двух зимних сезонов. Под влиянием циклов замораживания и оттаивания вода, замерзая в мелких капиллярах глиняных частиц и увеличиваясь в объеме в среднем на 9%, разрушает связи между ними, диспергируя частицы глины на элементарные зерна. При этом возрастает удельная поверхность глины, повышается пластичность и сцепление глиняного теста, улучшаются формовочные и сушильные свойства.

а)



б)

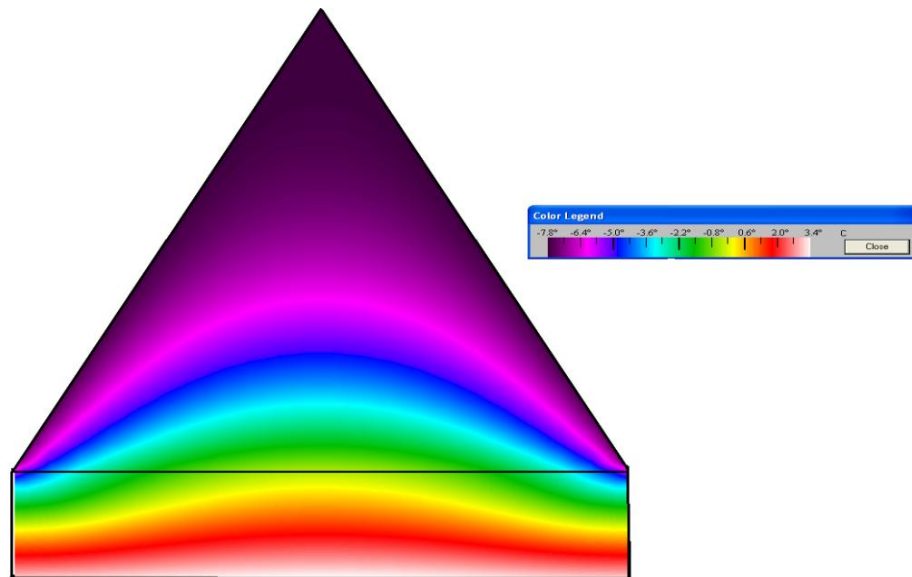


Рисунок 3 - Распределение температурных полей внутри глиняных конусов при:
а) высоте конуса 8 м (наблюдается не полное промерзание глины);
б) высоте конуса 6 м (наблюдается полное промерзание глины по всей высоте конуса)

Расчеты распределения температурных полей для климатических условий г. Москвы, выполненные в соответствии с требованиями СП131.13330.2020, подтверждают, что оптимальная высота глиняного конуса для вымораживания глины – 6 м (рисунок 3).



Рисунок 4 - Разрушение стеновой кладки из кирпича ручной формовки

На рисунке 4 показано разрушение стеновой кладки из кирпича ручной формовки. Видны следы неусреднённых, плохо перемешанных слоёв глины. Такое могло произойти по множеству причин: из-за халатности формовщика, из-за недостаточной подготовки сырья, его усреднения, недостаточной сезонной выдержки и перемешивания глины при укладке в форму, при чрезмерной обсыпке формы песком, при недостаточном уплотнении глины в форме и т.д. Видимо, в этом случае между пластами глины и по краям формы попадал избыточный песок, который при обжиге не даёт сплошного черепка, что снижает прочность и увеличивает водопоглощение глиняного кирпича. Кроме того, пласты неусреднённой глины, обладающие разной влажностью, будучи помещены в форму, впоследствии могут быть причиной появления неоднородностей в теле кирпича, снижать его прочность и ухудшать все эксплуатационные показатели. Возможно, что сама глина могла быть запесочена, а запесоченная глина даже при температуре обжига в 1000°C и ручном способе формования даст по прочности почти детский пирожок из песочницы. Досконально, обстоятельно и во всех деталях, о ручном способе производства кирпича в своё время писал выдающийся популяризатор кирпичного производства Белавенец М.И. [13].

Результаты исследования и их анализ

Помимо указанных причин, также в ходе эксплуатации может происходить химическая деструкция керамического кирпича. Авторы метода [14-16], описывают химическую деструкцию кирпича как многостадийный процесс, при котором в материале кирпича происходит образование щелочей из оксидов щелочных и щёлоче-земельных металлов и далее - взаимодействие образовавшихся щелочей с оксидами кремния и алюминия аморфной фазы. При этом происходит полное разрушение материала кирпича до мельчайших частиц, так как его аморфная составляющая является связующей фазой материала. Авторы этой теории считают, что необходимо учитывать ряд химических превращений, происходящих в теле кирпича в процессе его эксплуатации в кладке. При разработке своей теории ими были учтены более двухсот возможных химических реакций. Предложен «коэффициент химической деструкции материала», который характеризует скорость протекания его коррозии на основании роста потерь массы во времени. Этот показатель имеет количественное измерение — чем его значение выше, тем с большей скоростью происходит коррозия. Однако, непонятно, до какой предельной величины этого коэффициента правомочно делать вывод о долговечности материала, т. е. о сохранении им требуемой работоспособности и пригоден ли он для такой оценки? Если нет, то это резко снижает его практическую значимость. Другой предлагаемый показатель оценки долговечности — максимальную химическую стойкость, было бы корректнее назвать остаточной химической стойкостью, т. к. этот показатель представляет собой максимальную потерю массы пробы образца материала в результате проведения испытаний. И опять же возникает вопрос о предельном значении этого показателя для оценки сохранения материалом своей работоспособности, которая с практической точки важнее, чем определение времени его полного разрушения [17-20].

Представляется, что некорректно включать концентрации ионов кальция и магния в водных вытяжках в сумму концентраций ионов щелочных и щёлоче-земельных металлов, вызывающих коррозию кирпича. Магний не является щёлоче-земельным металлом, поскольку его гидроксид растворим в воде значительно в меньшей степени, чем гидроксид кальция. Что касается последнего, то гидросиликаты и гидроалюминаты кальция, образующиеся в результате взаимодействия гидроксида кальция с аморфными оксидами кремния (кремнезёмом) и алюминия (глинозёмом), значительно менее растворимы по сравнению с силикатами и алюминатами натрия и калия. Более того, низкоосновные гидросиликаты кальция и в меньшей степени гидроалюминаты кальция, являются основными минералами, обеспечивающими прочность цементного камня бетона, обладают низкой растворимостью и, следовательно, достаточно высокой стойкостью к коррозии выщелачивания. Поэтому относить ионы кальция и магния, к ионам, вызывающим, наряду с ионами натрия и калия, коррозию кирпича в результате образования легкорастворимых силикатов и алюминатов, неправильно.

Учитывая, что на скорость деструкции влияет также влажность материала, считаем не корректно при расчёте его эксплуатационной влажности принимать коэффициент теплотехнического качества η , равным единице [15]. Коэффициент теплотехнического качества η – это отношение приращения теплопроводности на каждый процент влажности к теплопроводности материала в сухом состоянии. Эти значения для кирпича известны и коэффициент η следует принимать в пределах от 0,2 до 0,3.

Подход к оценке долговечности кирпича, базирующийся только на определении потерь массы в результате коррозии под действием щелочных жидких фаз, с учётом наших климатических условий, не может заменить собой действующую методику, основанную на определении морозостойкости кирпича, поскольку потери массы материала вызывают не только происходящие в нём деструктивные химические реакции, но и его попеременное замораживание-оттаивание. Предлагаемая методика оценки долговечности кирпича может быть полезна в качестве дополнения к существующей, учитывая, что по проведению эксперимента она близка к стандартной методике оценки кислотостойкости клинкерного кирпича.

Необходимо отметить, что действующий ГОСТ 7025 описывает метод оценки морозостойкости по потере прочности и по потере массы кирпича, однако в ГОСТ 530 отсутствуют требования по минимально допустимым значениям снижения прочности при сжатии и потере массы, имеется лишь критерий оценки по внешнему виду – отсутствие видимых повреждений. В п. 5.2.7 этого стандарта указано, что «марка по морозостойкости лицевого кирпича должна быть не ниже F50, но допускается по согласованию с потребителем поставлять лицевые изделия марки по морозостойкости F35». Считаем необходимым регламентировать требования, исходя из климатических условий региона строительства. Морозостойкость лицевых керамических изделий должна назначаться в зависимости от среднего за год числа дней с переходом температуры воздуха через 0°C по СП 131.13330.2020 «Строительная климатология» (таблица 1).

Таблица 1 – Зависимость требуемой марки по морозостойкости лицевого керамического кирпича от среднего за год числа дней с переходом температуры воздуха через 0°C

Среднее за год число дней с переходом температуры воздуха через 0oC по СП 131.13330.2020	Марка по морозостойкости лицевого кирпича
70-100	Мрз 50
50-70	Мрз 35
30-50	Мрз 25

Выводы

Сохранность эксплуатационных качеств лицевого кирпича в кладке в первую очередь зависит от грамотной подготовки сырья и соблюдения технологического режима его изготовления на всех технологических переделах.

Методика оценки долговечности кирпича в плане сохранения им требуемой работоспособности должна иметь комплексный подход, включающий определение его стойкости к циклическим температурно-влажностным воздействиям и возможной химической деструкции. Оценка физической долговечности изделий должна заключаться в прогнозировании срока их службы, приводящему к снижению эксплуатационных показателей до минимальных допустимых значений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ищук М.К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. – М.: РИФ Стройматериалы», 2009. 360 с.
2. Рахимов Р.З. Керамический и силикатный кирпич в строительстве // Строительные материалы. 2009. №6. С. 24-27.
3. Бабаев З.К., Матчам Ш.К., Эрметов А.И. Керамический кирпич на основе низкосортных глин модифицированный стеклом // Научные горизонты. 2018. №1(5). С. 203-208.
4. Francisco M. Fernandes 1-Clay bricks In Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. Long-term Performance and Durability of Masonry Structures, Woodhead Publishing, 2019. Pp. 3-19.
5. Dehghan S.M., Najafgholipour M.A., Baneshi V., Rowshanzamir M. Mechanical and bond properties of solid clay brick masonry with different sand grading. *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 174. Pp. 1-10.
6. Stryzewska T., Kańka S. Characterization of factors determining the durability of brick masonry. *Brick and block masonry – from historical to sustainable masonry*. 2020. No 1. 6 p.
7. Шигвалеева Е.А. Кирпич как строительный материал, виды и особенности // Новая наука: опыт, традиции, инновации. 2017. №3. С. 113-116.
8. Шаманов В.А. Причины отслоения наружного слоя лицевого кирпича // ИВД. 2018. №1 (48).
9. Barnat-Hunek D., Smarzewski P., Suchorabc Z. Effect of hydrophobisation on durability related properties of ceramic brick. *Construction and Building Materials*. 2016. No 111. Pp. 275-285.
10. Stryzewska T. The change in selected properties of ceramic materials obtained from ceramic brick treated by the sulphate and chloride ions. *Construction and Building Materials*. 2014. No 66. Pp. 268-274.
11. Kropyvnytska T., Semeniv R., Kotiv R., Novytskyi Yu. Effects of Nano-liquids on the Durability of Brick Constructions for External Walls. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2020. Vol. 100. Pp. 237-244.
12. Ahmed Abdulhadi, Mohamed Mussa, Yasir Kadhim The clay rocks properties for the production of the ceramic bricks. *Magazine of Civil Engineering*. 2022. Vol. 111. No3.
13. Белавенец М.И. Глиноведение. Кирпичное производство. Петербургский способ формования сырца для строительного кирпича. 1905. 47 с.
14. Zheldakov D.Yu. The Brick Material Durability in Brickwork. Alfa Build, 2020. Vol. 15. Article No. 1504. ISSN 2658-5553.
15. Желдаков Д.Ю., Турсуков С.А. Особенности методики выполнения инженерных изысканий на объектах незавершенного строительства с прогнозом долговечности БСТ: Бюллетень строительной техники, 2022, № 6 (1054). С. 47–49.
16. Dmitry Zheldakov, Radik Mustafin, Vladimir Kozlov, Askar Gaysin, Dmitriy Sinitsin, Bulat Bulatov. Durability Control of Brickwork's Material Including Operation Parameters of the Building Enclosure Mathematical Modelling of Engineering Problems. Vol. 8. No. 6. December, 2021. Pp. 871-880. Journal homepage: <http://iieta.org/journals/mmep>
17. Ферронская А.В. Долговечность конструкций из бетона и железобетона. М.: АСВ, 2006. 336 с.
18. Котляр В. Д., Небежко Н.И., Терёхина Ю.В., Котляр А.В. К вопросу о химической коррозии и долговечности кирпичной кладки // Строительные материалы. 2019. №10. С. 78-84.
19. Желдаков Д.Ю. Химическая коррозия кирпичной кладки. Постановка задачи // Строительные материалы. 2018. №6. С. 29-32.
20. Кукарина Е.В. Клинкер-усовершенствованный кирпич // Актуальные научные исследования в современном мире. 2021. № 1-1 (69). С. 181-184.
21. Крыгина А.М., Мальцев П.В., Картамышев Н.В., Ильинов А.Г. О долговечности каменной кладки // Вестник МГСУ. 2011. №3. С. 185-188.
22. Ананьев А.А. Повышение долговечности лицевого керамического кирпича и камня в наружных стенах зданий. Автореферат на соискание уч. степ. к.т.н. Москва, 2007. ОАО ВНИИСТРОМ им. П.П. Будникова.

REFERENCES

1. Ishchuk M.K. Otechestvennyj opyt vozvedeniya zdaniy s naruzhnymi stenami iz oblegchennoj kladki [Domestic experience in the construction of buildings with external walls made of lightweight masonry]. Moscow: RIF Building Materials, 2009. 360 p. (rus)
2. Rakhimov R.Z. Keramicheskii i silikatnyi kirpich v stroitel'stve [Ceramic and silicate bricks in construction] *Stroitel'nye materialy*. 2009. No.6. Pp. 24-27. (rus)
3. Babaev Z. K., Matcham SH.K., Ehrmetov A.I. Keramicheskii kirpich na osnove nizkosortnykh glin modifitsirovannykh steklom [Ceramic bricks based on low-grade clays modified with glass] *Nauchnye gorizonty*. 2018. No.1(5). Pp. 203-208. (rus)
4. Francisco M. Fernandes 1-Clay bricks In Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. Long-term Performance and Durability of Masonry Structures, Woodhead Publishing, 2019. Pp. 3-19.
5. Dehghan S.M., Najafgholipour M.A., Baneshi V., Rowshanzamir M. Mechanical and bond properties of solid clay brick masonry with different sand grading. *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 174. Pp. 1-10.
6. Stryzewska T., Kańka S.Characterization of factors determining the durability of brick masonry. Brick and block masonry – from historical to sustainable masonry. 2020. No 1. 6 p.
7. Shigvaleeva E.A. Kirpich kak stroitel'nyi material, vidy i osobennosti [Brick as a building material, types and features] *Novaya nauka: opyt, traditsii, innovatsii*. 2017. No. 3. Pp. 113-116. (rus)
8. Shamanov V.A. Prichiny otsloeniya naruzhnogo sloya litseвого kirpicha [Causes of peeling of the outer layer of the facing brick] *IVD*. 2018. №1. (rus)
9. Barnat-Hunek D., Smarzewski P., Suchorabc Z. Effect of hydrophobisation on durability related properties of ceramic brick. *Construction and Building Materials*. 2016. No. 111. Pp. 275-285.
10. Stryzewska T. The change in selected properties of ceramic materials obtained from ceramic brick treated by the sulphate and chloride ions. *Construction and Building Materials*. 2014. No. 66. Pp. 268-274.
11. Kropyvnytska T., Semeniv R., Kotiv R., Novytskyi Yu. Effects of Nano-liquids on the Durability of Brick Constructions for External Walls. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2020. Vol. 100. Pp. 237-244.
12. Ahmed Abdulhadi, Mohamed Mussa, Yasir Kadhim The clay rocks properties for the production of the ceramic bricks. *Magazine of Civil Engineering*. 2022. Vol. 111. No. 3.
13. Belavenec M.I. Glinovedenie. Kirpichnoe proizvodstvo. Peterburgskij sposob formovaniya syrca dlya stroitel'nogo kirpicha [Clay science. Brick production. Petersburg method of molding raw materials for building bricks]. Petersburg: Ed. book. skl. "Clay science", 1905. 47 p. (rus)
14. Zheldakov, D.Yu. The Brick Material Durability in Brickwork. Alfa Build, 2020. Vol. 15. Article No. 1504. ISSN 2658-5553.
15. Zheldakov D.Yu., Tursukov S.A. Osobennosti metodiki vypolneniya inzhenernykh izyskanij na ob'ektakh nezavershennogo stroitel'stva s prognozom dolgovechnosti [Features of the methodology for performing engineering surveys at objects of construction in progress with a forecast of durability]. BMB: Building Machinery Bulletin. 2022. No. 6 (1054). Pp. 47–49. (rus)
16. Dmitry Zheldakov, Radik Mustafin, Vladimir Kozlov, Askar Gaysin, Dmitriy Sinitsin, Bulat Bulatov. Durability Control of Brickwork's Material Including Operation Parameters of the Building Enclosure Mathematical Modelling of Engineering Problems. 2021. Vol. 8. No. 6. Pp. 871-880.
17. Ferronskaya A.V. Dolgovechnost' konstrukcij iz betona i zhelezobetona [Durability of structures made of concrete and reinforced concrete]. Moscow.: ASV, 2006. 336 p. (rus)
18. Kotlyar V.D., Nebezhko N.I., Terekhina YU.V., Kotlyar A.V. K voprosu o khimicheskoi korrozii i dolgovechnosti kirpichnoi kladki [On the issue of chemical corrosion and durability of brickwork] *Stroitel'nye materialy*. 2019. No. 10. Pp. 78-84. (rus)
19. Zheldakov D.Yu. Khimicheskaya korroziya kirpichnoi kladki. Postanovka zadachi [Chemical corrosion of brickwork. Formulation of the problem] *Stroitel'nye materialy*. 2018. No. 6. Pp. 29-32. (rus)
20. Kukarina E.V. Klinker-usovershenstvovannyi kirpich [Clinker-improved brick] *Aktual'nye nauchnye issledova-niya v sovremennom mire*. 2021. No. 1-1 (69). Pp. 181-184. (rus)
21. Krygina A.M., Mal'tsev P.V., Kartamyshev N.V., Il'inov A.G. O dolgovechnosti kamЕННОй kladki [On the durability of masonry] *Vestnik MGSU*. 2011. No. 3. Pp. 185-188. (rus)
22. Anan'ev A.A. Povyshenie dolgovechnosti liceвого keramicheskogo kirpicha i kamnya v naruzhny`x stenax zdaniy [Increasing the durability of the front ceramic brick and stone in the exterior walls of buildings] *Candidate's thesis*. OAO VNIISTROM im. P.P. Budnikova. Moscow, 2007.

Информация об авторах:

Бессонов Игорь Вячеславович

«Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук» (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия,
главный научный сотрудник, кандидат технических наук.
E-mail: bessonoviv@mail.ru

Булгаков Борис Игоревич

«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ),
г. Москва, Россия,
доцент, кандидат технических наук.
E-mail: bulgakovbi@mgsu.ru

Ланкин Александр Викторович

Бутовский комбинат строительных материалов, г. Москва, Россия,
инженер-строитель-технолог.
E-mail: lankin4@yandex.ru

Говряков Илья Сергеевич

«Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук» (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия, инженер.
«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ),
г. Москва, Россия, магистрант.
E-mail: govr190@mail.ru

Горбунова Элина Александровна

«Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук» (НИИСФ РААСН), г. Москва, Россия, инженер.
«Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ),
г. Москва, Россия, магистрант.
E-mail: eg15082000@mail.ru

Information about authors:

Bessonov Igor V.

Research Institute of Building Physics Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN),
Moscow, Russia,
chief scientific officer, candidate in technical sciences.
E-mail: bessonoviv@mail.ru

Bulgakov Boris Ig

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia,
candidate in technical sciences, docent.
E-mail: bulgakovbi@mgsu.ru

Lankin AleksandrV.

Butovo plant of building materials, Moscow, Russia,
engineer-technologist.
E-mail: lankin4@yandex.ru

Govryakov Ilya S.

Research Institute of Building Physics Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN),
Moscow, Russia, engineer.
Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia,
student.
E-mail: govr190@mail.ru

Gorbunova Elina Al.

Research Institute of Building Physics Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN),
Moscow, Russia, engineer.
Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia,
student.
E-mail: eg15082000@mail.ru

А.А. ИГНАТЬЕВ^{1,2}, П.Б. РАЗГОВОРОВ¹, В.М. ГОТОВЦЕВ¹¹ФГБОУ ВО «Ярославский государственный технический университет», г. Ярославль, Россия²ФАУ «РОСДОРНИИ», г. Москва, Россия

СТРУКТУРООБРАЗОВАНИЕ И ПОТРЕБИТЕЛЬСКИЕ СВОЙСТВА ГРАНУЛИРОВАННЫХ АСФАЛЬТОБЕТОННЫХ СМЕСЕЙ С ВКЛЮЧЕНИЕМ ФОСФОГИПСА И ВТОРИЧНОГО ПОЛИЭТИЛЕНТЕРЕФТАЛАТА

Аннотация. Рассмотрены эффекты структурообразования в дисперсных системах, получаемых путем гранулирования окатыиванием при изготовлении асфальтобетонных смесей с включением до 30% фосфогипса. При изучении физико-химических и потребительских свойств битума с добавкой полиэтилентерефталата использован метод измерения краевого угла смачивания. Микрофотографии модифицированного вяжущего позволяют судить об изменении состояния поверхности битума. Зарегистрированы тепловые эффекты как результат модифицирования свойств таких материалов. Установлено, что получение асфальтобетонной смеси методом гранулирования окатыиванием обеспечивает высокие показатели прочности на сжатие отвержденного материала. Выявлен рост водоустойчивости асфальтобетона при одновременном введении в дисперсную систему полиэтилентерефталата и порошка промышленного отхода – фосфогипса. Обнаружено синергетическое влияние указанных добавок на достижение положительного эффекта структурообразования в асфальтовяжущих материалах, что выявляет новые перспективы их использования в производстве строительных работ.

Ключевые слова: композиционные материалы, асфальтобетонные смеси, модификация вяжущего, фосфогипс, полиэтилентерефталат, гранулирование окатыиванием.

А.А. IGNATYEV^{1,2}, P.B. RAZGOVOROV¹, V.M. GOTOVTSEV¹,¹Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russia²FAI "ROSDORNI", Moscow, Russia

STRUCTURE FORMATION AND CONSUMER PROPERTIES OF GRANULAR ASPHALT-CONCRETE MIXTURES WITH PHOSPHOGYPSUM INCLUSION AND SECONDARY POLYETHYLENE TEREPHTHALATE

Abstract. The effects of structure formation in disperse systems obtained by pelletizing in the manufacture of asphalt concrete mixtures with the inclusion of up to 30% phosphogypsum have been considered. In studying the physical-chemical and consumer properties of bitumen with polyethylene terephthalate additive they used the method of measuring the wetting edge angle. Microphotographs of modified binder make it possible to judge about the change of bitumen surface state. Thermal effects occurring as a result of modifying properties of such materials were registered. It was found that production of asphalt-concrete mixture by pelletizing provides high indicators of compressive strength of the hardened material. We found an increase in asphalt concrete water resistance at simultaneous introduction of polyethylene terephthalate and industrial waste phosphogypsum powder into the disperse system. Synergetic effect of the above additives on the achievement of positive effect of structure formation in asphalt-binding materials has been revealed, which reveals new prospects for their use in the production of construction works.

Keywords: composite materials, asphalt-concrete mixtures, binder modification, phosphogypsum, polyethylene terephthalate, pelletizing.

© Игнатьев А.А., Разговоров П.Б., Готовцев В.М., 2023

Введение

Под термином «структура» в дисперсных материалах понимается пространственный каркас, образованный связями атомов, ионов, молекул, мицелл, кристаллических сростков и частиц коллоидных размеров [1].

По типу контактов различают коагуляционные (коагуляционно-тиксотропные) и конденсационные (конденсационно-кристаллизационные) дисперсные системы. В коагуляционных дисперсных системах частицы взаимодействуют через прослойку жидкой дисперсной среды и связаны действием Ван-дер-Ваальсовых сил притяжения. Конденсационные дисперсные системы формируются в процессе выделения новой фазы из перенасыщенных паров, расплавов и растворов [2].

Эффект структурообразования и детальное изучение коллоидно-химических свойств [3] лежат в основе создания большинства композиционных материалов, используемых в современном строительстве и при реконструкции зданий и сооружений. Основная идея получения идеальных композитов сформулирована П.А. Ребиндером: «Самый простой путь повышения прочности любого твердого тела почти до идеального потолка состоит в измельчении его до частиц, по порядку величины соответствующих расстояниям между опасными слабыми местами. Если такие частицы плотно упаковать или склеить тончайшими прослойками, полученный материал будет плотным, непроницаемым для жидкостей и газов, высокопрочным и долговечным» [4].

Асфальтобетон представляет собой композиционный материал, в котором в качестве наполнителя используют каменный материал, отсеvy дробления каменного материала или песок и минеральный порошок, а в качестве вяжущего применяют битум или полимерно-битумное вяжущее. Основным структурообразующим компонентом смеси является минеральный порошок – мелкодисперсная фракция, обладающая высокоразвитой удельной поверхностью. На смачивание поверхности минерального порошка расходуется до 95% вводимого в асфальтобетонную смесь битума [5] – наиболее дорогостоящего компонента смеси.

Выполнение требований П.А. Ребиндера оказывается возможным за счет использования приема гранулирования окатыванием минерального порошка (с битумом в качестве связующего) [6]. Проведенные исследования [6] показали, что гранулированное асфальтовяжущее обладает высокими показателями прочности, минимальным водонасыщением, отсутствием склонности к слеживанию. На этой базе разработаны основы технологии [7], направленной на решение глобальной экологической проблемы – утилизации фосфогипса (отхода производства фосфорной кислоты и удобрений). Накопленные объемы этого продукта в России исчисляются сотнями миллионов тонн и ежегодно увеличиваются, занимая огромные полезные площади и создавая угрозу окружающей среде.

Первые попытки использования фосфогипса в качестве минерального порошка для асфальтобетонной смеси, полученной по технологии гранулирования окатыванием, позволили получить материал, удовлетворяющий требованиям отечественных стандартов для асфальтобетонных смесей по большинству физико-химических и потребительских свойств, за исключением водостойкости. Образцы разрушились после длительного водонасыщения. В результате продолжительных поисков удалось подобрать подходящую модифицирующую добавку для битума, действие которой обеспечило необходимый уровень водостойкости асфальтобетона. Подходящим техническим решением указанной задачи является использование отходов пластиковой тары – полиэтилентерефталата (ПЭТФ) [7]. Промышленное внедрение разработанной технологии, как ожидается, позволит не только повысить качество дорожных покрытий, но и будет способствовать решению экологической проблемы – утилизации бытовых отходов ПЭТФ. Отдельные вопросы утилизации ПЭТФ в асфальтобетон обсуждались данных работах [8-12]. Следует отметить, что механизмы реализации эффектов структурообразования в таких сложных системах к настоящему времени изучены еще недостаточно. В связи с этим получение новой информации по данному вопросу представляется весьма актуальным.

Цель работы – научное обоснование ранее описанного [6, 7] эффекта повышения водоустойчивости асфальтобетона с использованием фосфогипса в качестве минерального порошка при модифицировании битума полиэтилентерефталатом.

Применение полимерно-битумных вяжущих относят к числу активно внедряемых мировых технологий строительства и ремонта покрытий автомобильных дорог. В России для модифицирования битумов применяют сополимеры бутадиена и стирола, растворы синтетических каучуков [13]. Результатом введения полимеров в битумы является повышение их деформативности при температурах около 0°C, теплоустойчивости и эластичности. Улучшение эксплуатационных свойств битумов может быть достигнуто в случае, если полимер растворяется или набухает в среде битума, образуя структурную сетку. Однако, в отличие от термоэластичных полимеров, молекулярная структура ПЭТФ представляется линейной. Кроме того, в процессе гранулирования окатыванием частицы минерального порошка формируют упорядоченную структуру с прослойками связующего минимальной толщины между ними. Это вызывает необходимость изучения характера взаимодействия битума с полимером, обеспечивающего повышение водоустойчивости асфальтобетона с включением фосфогипса. Практическая значимость таких исследований объясняется необходимостью разработки передовых технологий производства новых асфальтобетонных смесей с получением высокого экологического и экономического эффекта от внедрения. Специфические особенности разработанной технологии представлены в работе [14].

Модели и методы

Для достижения цели исследования использованы современные методы исследования структуры получаемых материалов. На заключительном этапе оценивали стабильность при хранении эксплуатационных (потребительских) свойств полученной гранулированной асфальтобетонной смеси по ГОСТ 12801-98. Процесс формирования асфальтобетонной смеси предполагает учет взаимного влияния друг на друга множества факторов, степень воздействия которых на конечный результат не вполне очевидна.

В качестве минерального порошка для приготовления гранулированной асфальтобетонной смеси применяли фосфогипс, предоставленный АО «Апатит» (Балаково, Саратовская обл.). Удельную поверхность образцов фосфогипса из полугидрата сульфата кальция ($\text{CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$, марка Б), ТУ 2141-693-00209438-2015 «Гипс технический», оценивали различными методами (см. таблицу 1).

Таблица 1 - Площадь удельной поверхности фосфогипса марки Б, по различным методам

Метод БЭТ	
Удельная поверхность, $\text{м}^2/\text{г}$	10.3 ± 0.3
Удельный объем монослоя, мл НТД/г	2.5
Константа БЭТ	62.0
Наклон k прямой $f = k \cdot h + b$, г/мл НТД	$4.0 \cdot 10^{-1} \pm 1.3 \cdot 10^{-2}$
Отсекаемый отрезок b прямой $f = k \cdot h + b$, г/мл НТД	$6.6 \cdot 10^{-3} \pm 1.8 \cdot 10^{-3}$
Коэффициент корреляции	0.9984
Метод STSA	
Удельная поверхность, $\text{м}^2/\text{г}$	10.8 ± 1.2
Наклон k прямой $V = k \cdot t + b$, мл НТД/ (г·нм)	$7.0 \cdot 10^{-1} \pm 7.7 \cdot 10^{-2}$
Отсекаемый отрезок b прямой $V = k \cdot t + b$, мл НТД/г	$-1.4 \cdot 10^{-1} \pm 3.5 \cdot 10^{-2}$
Коэффициент корреляции	0.9823

Технические характеристики фосфогипса марки Б отвечают требованиям ГОСТ 32761-2014 для МП-3, а по ряду показателей они схожи с традиционно применяемым доломитовым минеральным порошком МП-1.

Проведенный анализ фосфогипса методами низкотемпературной адсорбции БЭТ и статистических толщин STSA в среде азота на приборе Sorbi-MS (Россия) свидетельствует о достаточно заметной удельной поверхности частиц, составляющей 10.3-10.8 $\text{м}^2/\text{г}$ (таблица 1). Изучение микрофотографий, полученных на сканирующем электронном микроскопе Tescan VEGA 3 SBH (Чехия), подтвердило относительно высокую дисперсность данного материала: основной размер его частиц составляет 25-35 мкм, хотя в отдельных случаях наблюдаются

включения до 150-250 мкм (рисунок 1). В то же время отмечается умеренная пористость полуводного сульфата кальция марки Б, что является результатом процесса перекристаллизации.

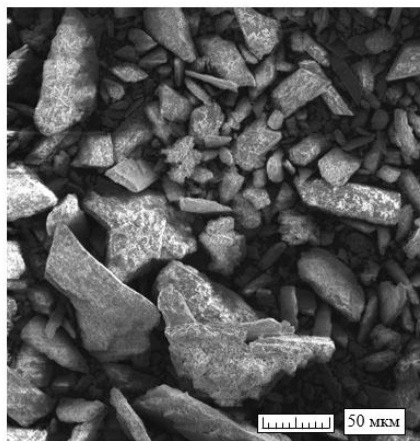


Рисунок 1 – Микрофотографии фосфогипса марки Б ($\text{CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$); напряжение 5000 эВ.

С целью повышения водоустойчивости гранулированной смеси с применением фосфогипса принимали решение о модификации битумного вяжущего.

В качестве модифицируемой основы отобран нефтяной дорожный битум марки 60/90 по ГОСТ 22245-90 ПАО АНК «БашНефть» г. Уфа, а в качестве модификатора – очищенный вторичный ПЭТФ-флекс фр. 10-12 мм ООО «Ярфлекс» г. Ярославль. Данный модификатор, являющийся распространённым полимером в производстве одноразовой тары для розлива и хранения жидких сред, отличается высокими технико-эксплуатационными характеристиками.

Для получения нового вяжущего использовали физико-механическую модификацию при температуре 230-235 °С без высокотемпературной деструкции полимера. В ходе исследований допустимую концентрацию ПЭТФ определили на уровне 10% от массы битума. Предварительно результаты модификации битума оценивали с применением дифференциально-сканирующей калориметрии на приборе DSC 200 Phoenix фирмы NETZSCH (Германия) (рисунок 2).

Теплота, мДж/мг

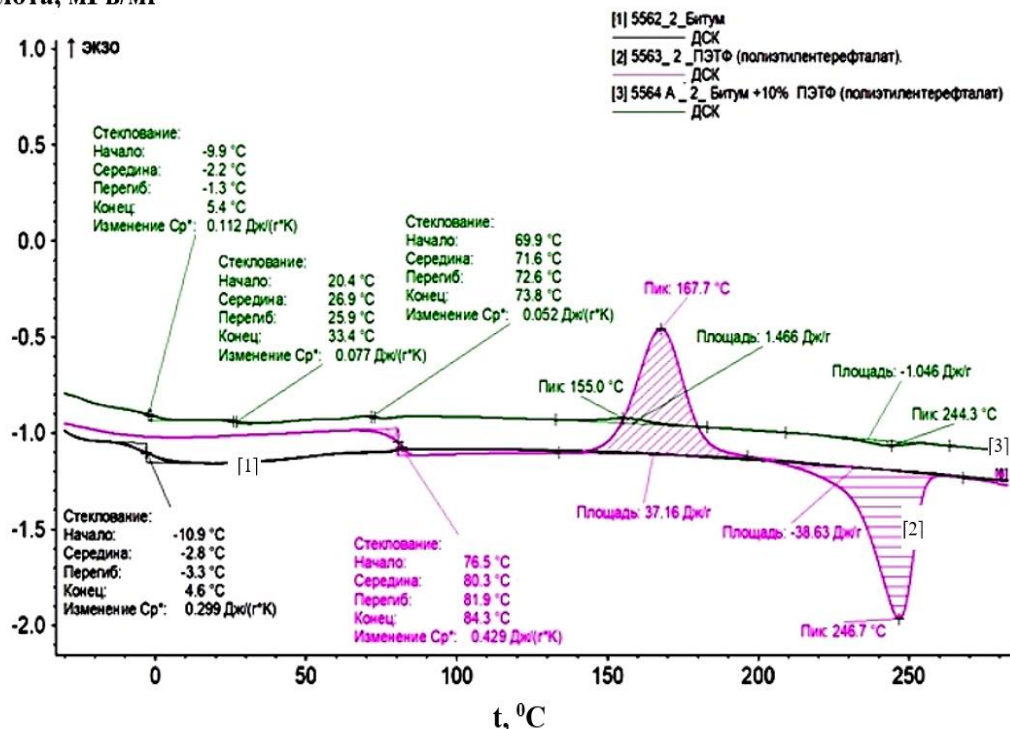


Рисунок 2 – Термограммы, снятые для образцов битума (1), модификатора ПЭТФ (2) и системы битум – модификатор ПЭТФ (3).

Метод заключался в регистрации тепловых эффектов в исследуемом образце с ПЭТФ при нагревании его с постоянной скоростью и сравнении полученных результатов с эталоном (в данном случае – тиглем без включения добавки).

Замеры краевых углов смачивания осуществляли на предметных стеклах (рисунок 3).

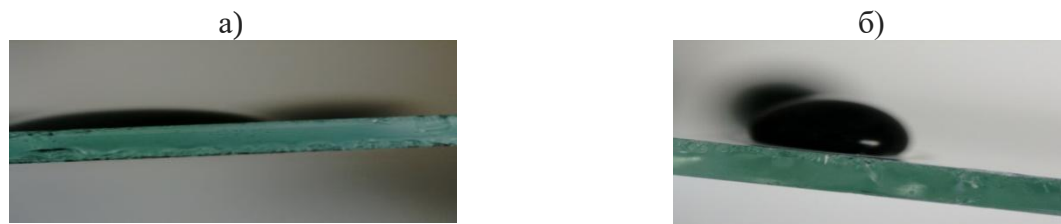


Рисунок 3 – Фотографии капель битума с включением 5 (а) и 20 мас% ПЭТФ (б).

Капли битума с включением ПЭТФ (5, 10, 15, 20 мас%) выдерживали на них при температуре 100°С в течение 20 мин, после чего производили съемку поверхности и фиксировали значения краевых углов смачивания.

Результаты исследования и их анализ

Исследования водоустойчивости асфальтобетона на основе фосфогипса проводили при комнатной температуре, при этом анализируемые образцы не отвечали необходимым требованиям (ГОСТ 9128-2013). Прочности образцов с включением традиционного минерального порошка и таковых с добавкой фосфогипса оказались сопоставимы, однако водоустойчивость последних – ниже, что, вероятно, обусловлено природой добавки (в частности, растворимостью).

Напротив, повышение водоустойчивости материала, наблюдаемое при введении в битум ПЭТФ, может объясняться, во-первых, образованием истинного раствора битума с полиэтилентерефталатом, устойчивого термодинамически и обладающего гидрофобными свойствами. Вторая гипотеза предполагает, что смесь битума с ПЭТФ при охлаждении разделяется на фазы и при этом, возможно, формируется новая структура материала, которая отвечает повышению в системе внутреннего давления, препятствующего диффузии воды в структуру композита.

Простым методом исследования поверхностных эффектов является измерение краевого угла смачивания θ_0 [3]. Его значение позволяет определить соотношение сил когезии в жидкой фазе и адгезии в области контакта жидкой и твердой фаз.

Повышение содержания ПЭТФ в битуме приводит к резкому росту равновесного краевого угла смачивания поверхности (таблица 2).

Таблица 2 - Изменение краевого угла смачивания поверхности при повышении содержания ПЭТФ в капле.

Концентрация полимера, %	0	5	10	15	20
Равновесный краевой угол, град.	6	28	30	30	120

Возможны следующие варианты объяснения подобного явления:

- рост содержания ПЭТФ снижает адгезию битума к твердой поверхности или усиливает когезию жидкости;
- оба фактора действуют одновременно.

Отметим, что температура плавления ПЭТФ составляет 260°С, а размягчение битума происходит раньше. При введении ПЭТФ в битум, разогретый до температуры его плавления, в результате перемешивания образуется визуально однородная масса. Это позволяет первоначально предполагать возможность образования истинного раствора ПЭТФ в битуме. Также важно знать, в каком состоянии будет находиться ПЭТФ при охлаждении смеси в области ниже температуры его плавления.

При остывании ПЭТФ может образовать в битуме гомогенную смесь или же дисперсию в матрице. Эксперимент в среде циклогексанона, выступающего хорошим растворителем для указанного полимера, указывает на получение при нагревании гомогенного раствора, превращающегося при последующем охлаждении в дисперсию (см. рисунок 4). Максимальный размер частиц диспергированного ПЭТФ составляет 5-8 мкм.

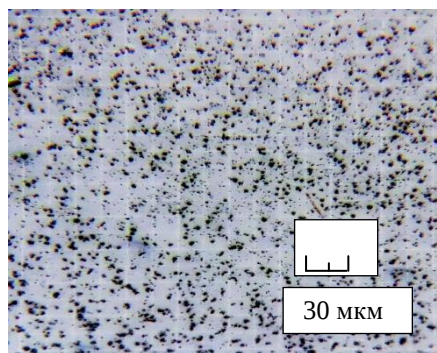


Рисунок 4 – Общий вид дисперсии ПЭТФ в циклогексаноне (30 мкм).

При этом коагуляция мелких частиц с образованием укрупненных агрегатов является фактором, негативно влияющим на однородность продукта. На первый взгляд, использование битума в качестве растворителя затрудняет коагуляцию, так как могут создаваться условия для равномерного распределения мелких частиц ПЭТФ в объеме связующего. Однако эта гипотеза не нашла подтверждения при наблюдении за поведением модифицированного битума в процессе его остывания. Межмолекулярное взаимодействие между частицами ПЭТФ протекает более интенсивно, чем их взаимодействие с битумом при модифицировании, несмотря на непосредственный контакт фаз. При этом становится объяснимым рост равновесного краевого угла смачивания с повышением в битуме добавки ПЭТФ.

Следовательно, подтвердилась гипотеза о том, что введение в связующее ПЭТФ активизирует действие сил когезии. Однако вопрос о конкретизации формы присутствия указанной органической добавки в связующем (дисперсия или раствор) по-прежнему оставался открытым. Для его разрешения проведено исследование образцов битума, ПЭТФ и модифицированного битума (добавка ПЭТФ 10 %) методом дифференциально-сканирующей калориметрии.

Как видно из термограммы (рисунок 2), для образца ПЭТФ (кривая 2) характерны три перехода. Первый переход наблюдается в диапазоне температур, соответствующих началу стеклования (76.5°C). Он осуществляется с затратами энергии, обусловленными увеличением подвижности молекул полимера при его переходе из аморфного состояния в стеклообразное. Второй переход (155°C), отвечающий началу кристаллизации полимера, сопровождается выделением энергии за счет упорядочения расположения молекул в решетке, ограничивающего их подвижность. Третий переход (с поглощением тепловой энергии) начинается при температуре 200°C и завершается в области 260°C . Он отвечает интервалу плавления данного полимера, сопровождаемого снятием ограничений на подвижность молекул. Существенным моментом является почти полная тождественность площадей пиков при кристаллизации материала и его плавлении, что указывает на аморфное состояние модификатора (ПЭТФ) и неупорядоченное расположение макромолекул.

На кривой 1 выделяется переход, определяющий температуру стеклования битума в интервале температур (от -10.9 до 4.6°C). Термограмма образца битума с добавкой ПЭТФ (кривая 3) интересна тем, что на ней имеются переходы, отвечающие температурам стеклования битума и ПЭТФ, а также температурам кристаллизации и плавления модификатора. Последние выражены неявно, что объясняется незначительным (1 мас%) содержанием добавки в системе (композиционном материале). Особенностью этой термограммы является также наличие нового перехода в интервале $20.4-33.4^{\circ}\text{C}$, отвечающем стеклованию.

Анализ рисунка 2 позволяет сделать ряд важных выводов. Во-первых, присутствие на кривой 3 характерных переходов, присущих исходным компонентам, указывает на отсутствие качественного их смешения. Истинный раствор не образуется; модификатор распределяется в битуме в виде дисперсии, как это описывается в трудах известных ученых [15]. Во-вторых, снижение количества энергии для обеспечения заданного режима изменения температуры

свидетельствует о возникновении дополнительных связей, ограничивающих внутреннюю подвижность системы. В-третьих, температура стеклования смеси (20.4-33.4°C) отвечает моменту коагуляции дисперсных частиц ПЭТФ с образованием осадка в битуме [16].

Этот процесс можно представить следующим образом. При диспергировании ПЭТФ в битуме совершается работа, связанная с образованием новых межфазных поверхностей и ростом внутренней энергии системы. С остыванием смеси при коагуляции частиц ПЭТФ выделяется энергия, определяя переход к стеклованию [17]. В дисперсной фазе модификатора (ПЭТФ), распределенной в объеме битума, имеются своеобразные силовые центры. Силовые центры, в свою очередь, создают в системе дополнительное внутреннее давление, препятствующее проникновению жидкости в связующее. В теории поверхностных явлений это называют «структурированием», которое лежит в основе проявления большинства наноэффектов и взаимодействий, описанных авторами в [18].

Проведенные исследования позволили прояснить механизм воздействия ПЭТФ на битум, обеспечивающий повышение водостойкости асфальтобетона. Микрофотографии образцов асфальтовяжущего вещества с включением порошка фосфогипса, полученного на основе битума без добавки ПЭТФ (рисунок 5 а) и в ее присутствии (рисунок 5 б) служат в пользу гипотезы о диспергировании указанного модификатора в системе.

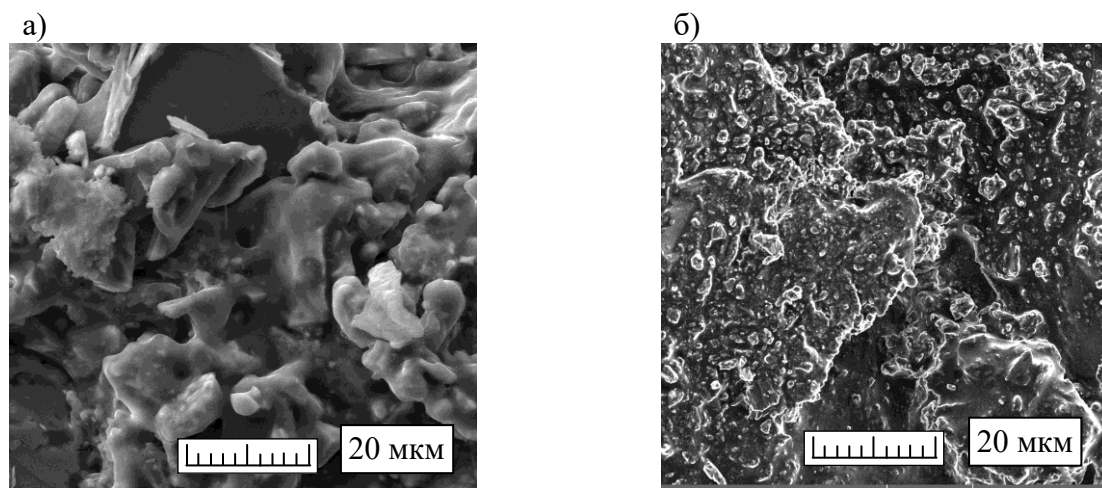


Рисунок 5 – Микрофотографии систем: битум – фосфогипс (30 мас%) (а), напряжение 20000 эВ; битум – добавка ПЭТФ – фосфогипс (32 мас%) (б), напряжение 5000 эВ.

Кристаллы фосфогипса равномерно смочены битумом, и поверхность их гладкая (рисунок 5 а). Введение ПЭТФ в состав строительного материала приводит к появлению большого числа мелких включений модифицирующей добавки на окристаллизованной поверхности (рисунок 5 б). Результаты исследований по модификации битума различными полимерами и техническим углеродом [19, 20] дают схожую картину. Таким образом, указанный модификатор распределяется в объеме асфальтовяжущего в виде дисперсных образований, взаимодействующих друг с другом на расстоянии дополнительно формируемого поля межмолекулярных сил, препятствующего диффузии влаги от поверхности к центру нового строительного материала.

Установлено, что полученный по способу [6] гранулированный строительный материал – асфальтобетонная смесь с введением в нее до 10-20 мас% ПЭТФ может храниться не менее 3 лет в охлажденном состоянии без потери важнейших эксплуатационных свойств (в частности, при водоустойчивости не менее 0.9 и прочности образцов на сжатие 3.2-4.0 МПа). Это значительно расширяет возможности успешной реализации разработанного материала через торговую сеть и особенно ценно с позиций повышения качества восстановленных дорожных покрытий в РФ.

Выводы

1. Предлагается использовать полиэтилентерефталат в качестве модификатора (до 10-20 мас%) строительного дорожного битума и впервые рассмотрены вопросы физико-химической механики гранулированных асфальтобетонных смесей с одновременным присутствием в них указанной органической добавки и фосфогипса.
2. Впервые выявлены причины повышения водоустойчивости гранулированных асфальтобетонных смесей, полученных при введении полиэтилентерефталата в строительный битум.
3. Установлено, что полученный материал – гранулированная асфальтобетонная смесь может храниться не менее 3 лет в охлажденном состоянии без потери водоустойчивости и прочности на сжатие. Результаты исследований имеют высокую практическую значимость для развития технологий современного дорожного строительства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Прокофьев В.Ю., Разговоров П.Б., Ильин А.А. Основы физико-химической механики экструдированных катализаторов и сорбентов. М.: КРАСАНД. 2012. 314 с.
2. Тадмор З. и Гогос К. Теоретические основы переработки полимеров. М.: Химия. 1984. 632 с.
3. Ignat'yev A.A., Gotovtsev V.M., Gersimov D.V., Razgovorov P.B. The Modeling of Interfacial Contacts in Composites Using the Sitting Drop - Solid Body System as an Example. New Polymer Composite Materials II Selected peer-reviewed full text papers from XVI International Scientific and Practical Conference "New Polymer Composite Materials". Key Engineering Materials Submitted: 2020-04-12 ISSN: 1662-9795. Vol. 869. Pp. 400-407. Accepted: 2020-05-07 doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.869.400 Online: 2020-10-27 © 2020 Trans Tech Publications Ltd, Switzerland.
4. Ребиндер П.А. Избранные труды. Поверхностные явления в дисперсных системах. Ч. Физико-химическая механика. М.: Наука. 1979. 469 с.
5. Румянцев А.Н., Наненков А.А., Ломов А.А., Готовцев В.М., Сухов В.Д. Структурированный асфальтобетон – новое дорожное покрытие // Актуальные направления научных исследований XXI века: теория и практика. Воронеж: Воронеж. гос. лесотехн. ун-т. 2013. С. 23-25.
6. Патент РФ № 2182136. Способ получения асфальтобетонной смеси. 10.05.2002 г.
7. Патент РФ № 2701007. Способ получения гранулированного асфальтобетона на основе фосфогипса. 24.09.2019 г.
8. Al-Mulla J., Makky S. Preparation of sustainable asphalt pavements using polyethylene terephthalate waste as a modifier // Zast. Mater. 2017. Vol. 58. No. 3. Pp. 394-399.
9. Khan I. M., Kabir S., Alhussain M.A., Almansoor F.F. Asphalt Design Using Recycled Plastic and Crumb-rubber Waste for Sustainable Pavement Construction // Procedia Eng. 2016. Vol. 145. Pp. 1557-1564.
10. Hassani A., Ganjidoust H., Maghanaki A.A. Use of plastic waste (poly-ethylene terephthalate) in asphalt concrete mixture as aggregate replacement // Waste Manag. Res. 2005. Vol. 23. No. 4. Pp. 322-327.
11. Modarres A., Hamed H. Developing laboratory fatigue and resilient modulus models for modified asphalt mixes with waste plastic bottles (PET) // Constr. Build. Mater. 2014. Vol. 68. Pp. 259-267.
12. Leng Z., Padhan R. K., Sreeram A. Production of a sustainable paving material through chemical recycling of waste PET into crumb rubber modified asphalt // J. Clean. Prod. 2018. Vol. 180. Pp. 682-688.
13. Худякова Т.С., Масюк А.Ф., Калинин В.Н. Особенности структуры и свойств битумов, модифицированных полимерами // Дорожная техника и технологии. 2003. № 4. С. 174-181.
14. Герасимов Д.В., Игнатьев А.А., Готовцев В.М., Голиков И.В. Перспективы использования фосфогипса в производстве асфальтобетона // Дороги и мосты. 2018. № 40. С. 304-315.
15. Тагер А.А. Физико-химия полимеров. М.: Научный мир, 2007. 576 с.
16. Кочнев А.М. Физикохимия полимеров. Казань: Изд. "ФЭН". 2003. 512 с.
17. Gotovtsev V.M., Ignat'yev A.A. The effect of structuring composite building materials. IOP Conf. Ser.: Mat. Sci. Eng. V. 666 (1). (2019). doi:10.1088/1757-899X/666/1/012079 Retrieved from www.scopus.com. 2019.
18. Разговоров П.Б., Игнатьев А.А., Абрамов М.А., Нагорнов Р.С. Переработка алюмосиликатного сырья и отходов строительства метрополитена в композиционные сорбенты для очистки водных и маслосодержащих сред // Умные композиты в строительстве. 2020. Т. 1. Вып. 1. С. 10-26. http://comincon.ru/index.php/tor/V1N1_2020.
19. Котенко Н.П., Щерба Ю.С., Евфорицкий А.С.. Влияние полимерных и функциональных добавок на свойства битума и асфальтобетона // Пластические массы. 2019. № 11-12. С.47-49.
20. Беляев К.В., Чулкова И.Л. Модификация битума техническим углеродом. Вестник СибАДИ / Строительство и архитектура. 2019. Т. 16. № 4. С. 472-484.

REFERENCES

1. Prokofiev V.Yu., Razgovorov P.B., Iliyn A.A. Osnovy fiziko-khimicheskoi mekhaniki ekstrudirovannykh katalizatorov i sorbentov. [Basics of physical and chemical mechanics of extruded catalysts and sorbents.] Moscow: KRASAND. (2012). 314 p. (in Russian).
2. Tadmor Z, Gogos C.G. Teoreticheskie osnovy pererabotki polimerov. [Principles of Polymer Processing.] Moscow: Khimiya. (1984). 632 p. (in Russian).
3. Ignat'yev A.A., Gotovtsev V.M., Gersimov D.V. and Razgovorov P.B. The Modeling of Interfacial Contacts in Composites Using the Sitting Drop - Solid Body System as an Example. New Polymer Composite Materials II Selected peer-reviewed full text papers from XVI International Scientific and Practical Conference "New Polymer Composite Materials". Key Engineering Materials Submitted: 2020-04-12 ISSN: 1662-9795. Vol. 869. Pp. 400-407/ Accepted: 2020-05-07 doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.869.400 Online: 2020-10-27 © (2020) Trans Tech Publications Ltd, Switzerland.
4. Rebinder P.A. Izbrannye trudy. Poverkhnostnye yavleniya v dispersnykh sistemakh. Fiziko-khimicheskaya mekhanika. [Selected Works. Surface Phenomena in Disperse Systems. Physical and Chemical Mechanics.] Moscow: Nauka. 1979. 469 p. (in Russian).
5. Rumyantsev A.N., Nanenkov A.A., Lomov A.A., Gotovtsev V.M., Sukhov V.D. Strukturirovannyi asfal'tobeton — novoe dorozhnoe pokrytie [Structured Asphalt Concrete — the New Road Surface]. // Aktual'nye napravleniya nauchnykh issledovaniy XXI veka: teoriya i praktika. [Recent research trends of the XXI century: Theory and Practice]. Voronezh: Voronezh State University of Forestry and Technologies. 2013. Pp. 23-25. (in Russian).
6. Patent RU2182136C2. Method of asphalt concrete mixture producing. 10.05.2002.
7. Patent RU2701007C1. Method of producing granulated asphalt-binding based on phosphogypsum 24.09.2019.
8. Al-Mulla J., Makky S. Preparation of sustainable asphalt pavements using polyethylene terephthalate waste as a modifier // Zast. Mater. 2017. Vol. 58. No. 3. Pp. 394-399.
9. Khan I. M., Kabir S., Alhussain M.A., Almansoor F.F. Asphalt Design Using Recycled Plastic and Crumb-rubber Waste for Sustainable Pavement Construction // Procedia Eng. 2016. Vol. 145. Pp. 1557-1564.
10. Hassani A., Ganjidoust H., Maghanaki A.A. Use of plastic waste (poly-ethylene terephthalate) in asphalt concrete mixture as aggregate replacement // Waste Manag. Res. 2005. Vol. 23. No. 4. Pp. 322-327.
11. Modarres A., Hamed H. Developing laboratory fatigue and resilient modulus models for modified asphalt mixes with waste plastic bottles (PET) // Constr. Build. Mater. 2014. Vol. 68. Pp. 259-267.
12. Leng Z., Padhan R. K., Sreeram A. Production of a sustainable paving material through chemical recycling of waste PET into crumb rubber modified asphalt // J. Clean. Prod. 2018. Vol. 180. Pp. 682–688.
13. Khudyakova T.S., Masyuk A.F., Kalinin V.N. Osobennosti struktury i svoystv bitumov, modifitsirovannykh polimerami [Features of the structure and properties of bitumens modified by polymers]. Road Engineering and Technology. 2003. No. 4. Pp. 174-181. (in Russian).
14. Gerasimov D.V., Ignat'yev A.A., Gotovtsev V.M., Golikov I.V. Perspektivy ispol'zovaniya fosfogipsa v proizvodstve asfal'tobetona [Prospects for using phosphogypsum in asphalt concrete production]. Dorogi i mosty [Roads and Bridges]. 2018. No. 40. Pp. 304-315.
15. Tager A.A. Fiziko-khimiya polimerov [Physics and chemistry of polymers]. Moscow: Nauchnyi mir, 2007. 576 p. (in Russian).
16. Kochnev A.M. Fizikokhimiya polimerov [Physics and chemistry of polymers]. Kazan: "FEN" Publ. House. 2003. 512 p. (in Russian)
17. Gotovtsev V.M., Ignat'yev A.A. The effect of structuring composite building materials. IOP Conf. Ser.: Mat. Sci. Eng. V. 666 (1). (2019). doi:10.1088/1757-899X/666/1/012079 Retrieved from www.scopus.com. 2019.
18. Razgovorov P.B., Ignatyev A.A., Abramov M.A., Nagornov R.S. Processing of raw aluminosilicates and subway construction dumps into composite sorbents for purification of water and oil-containing media. Smart Composite in Construction, 2020. Vol. 1. No. 1. Pp. 10-26. http://comincon.ru/index.php/tor/V1N1_2020 (in Russian).
19. Kotenko N.P., Shcherba Y.S., Evforitsky A.S. Vliyanie polimernykh i funktsional'nykh dobavok na svoystva bituma i asfal'tobetona [Influence of polymeric and functional additives on the properties of bitumen and asphalt concrete]. Plastic masses, 2019. No. 11-12. Pp. 47-49. (in Russian).
20. Belyaev K.V., Chulkova I.L. Modifikatsiya bituma tekhnicheskimi uglerodami [Modification of bitumen with technical carbon]. Vestnik SibADI // Construction and Architecture. 2019. Vol. 16. No. 4. Pp. 472-484. (in Russian).

Информация об авторах:

Игнатьев Алексей Александрович

ФГБОУ ВО «Ярославский государственный технический университет», г. Ярославль, Россия,
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры гидротехнического и дорожного строительства.
Управление развития отраслевого образования, ФАУ «РОСДОРНИИ», г. Москва, Россия,
начальник управления развития отраслевого образования.
E-mail: ignatyevaa@ystu.ru

Разговоров Павел Борисович

ФГБОУ ВО «Ярославский государственный технический университет», г. Ярославль, Россия,
зам. ректора по научной работе ЯГТУ, начальник Управления организации научно-исследовательской и
интеллектуальной деятельности, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры технологий
строительного производства.
E-mail: razgovorovpb@ystu.ru

Готовцев Валерий Михайлович

ФГБОУ ВО «Ярославский государственный технический университет», г. Ярославль, Россия,
доктор технических наук, профессор, профессор кафедры управления предприятием.
E-mail: gotovtsev_vm@ystu.ru

Information about authors:

Ignatyev Alexey Al.

Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor, associate professor department of Hydrotechnical and Road
Construction.
Department of Industry Education Development, FAI «ROSDORNII», Moscow, Russian,
head of the department of Industry Education Development.
E-mail: ignatyevaa@ystu.ru

Razgovorov Pavel B.

Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russia,
head of the department of Organization of Research and Intellectual Activity, doctor of technical sciences, professor
department of Construction Production Technologies.
E-mail: razgovorovpb@ystu.ru

Gotovtsev Valery M.

Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russia,
doctor of technical sciences, professor Enterprise Management Department.
E-mail: gotovtsev_vm@ystu.ru

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 числом знаков с учетом пробелов. Рекомендуемый объем статей: **от 15000 до 45000 знаков с пробелами**.
- Статья должна быть набрана на листах формата А4 шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и сверху – 2 см; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья предоставляется в электронном виде по электронной почте или через систему электронной редакции.
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- 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)** кратко описывает объект исследования, мотивацию к проведению исследования, результаты исследования (рекомендуется указывать конкретные результаты и зависимости, полученные в исследовании), выводы (кратко); рекомендуемый объем – от 200 до 250 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; рекомендуемый объем списка литературы – не менее 20 источников.

В информации об авторах рекомендуется указывать ORCID, Scopus ID и SPIN-код, присвоенный в РИНЦ.

Редакция не взимает плату с авторов за подготовку, рецензирование и размещение в открытом доступе статей.

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 <https://construction.elpub.ru/jour/index>

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) 75-13-18

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302030, Орловская область, г. Орел, ул. Московская, 77.
+79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Материалы статей печатаются в авторской редакции.
Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор О.В. Юрова
Компьютерная верстка О.В. Юрова

Подписано в печать 27.02.2023 г.
Дата выхода в свет 10.03.2023 г.
Формат 70×108/16. Печ. л. 8,4
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ № 75

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орел, ул. Комсомольская, 95.