

В.И. ТРАВУШ¹, Д.В. КОНИН², А.С. КРЫЛОВ², П.Д. АРЛЕНИНОВ³, Л.С. РОЖКОВА²,
А.А. ЖДАНОВА², Д.Н. ГАВРИЛОВ², М.И. ВЕДЯКОВ²

¹ ЗАО «ГОРПРОЕКТ», г. Москва, Россия

² Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) имени В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

³ Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЛИСТОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ С УЧЕТОМ ТРЕЩИН

Аннотация. Рассмотрены вопросы работы сталежелезобетонных конструкций с листовым армированием на изгиб. Представлено описание исследуемых моделей, приведены особенности использованных при изготовлении моделей материалов и их характеристики. Приведены данные об экспериментальном оборудовании, схеме испытания и нагружения конструкций. Представлены общие виды и характер разрушения, графические результаты испытаний моделей на изгиб. Выполнено сравнение теоретических и экспериментальных данных по первой и второй группе предельных состояний – по прочности, прогибам и ширине раскрытия трещин. Дана оценка существующих нормативных подходов применительно к конструкциям с листовым армированием. На основе выполненных экспериментальных исследований предложены поправочные коэффициенты при расчете сталежелезобетонных конструкций с листовым армированием по второй группе предельных состояний.

Ключевые слова: бетон, сталь, железобетон, сталежелезобетонная конструкция, листовое армирование.

V.I. TRAVUSH¹, D.V. KONIN², A.S. KRYLOV², P.D. ARLENINOV³,
L.S. ROZHKOVA², A.A. ZHDANOVA², D.N. GAVRILOV², M.I. VEDYAKOV²

¹ Gorproject, Moscow, Russia

² JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia

³ JSC Research Center of Construction NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia

STRENGTH AND DEFORMABILITY OF ELEMENTS WITH STEEL- PLATE REINFORCEMENT WITH BENDING CRACKS

Abstract. The features of the work composite steel and concrete structure with steel-plate reinforcement during bending are considered. The models are described, the features of the models, materials and their characteristics are given. The description of experimental equipment, schemes of testing and loading of structures is given. Schemes and types of fracture, graphical results of bending tests of models are presented. A comparison of theoretical and experimental data on the first and second groups of limiting states – strength, deflections, and crack opening width, has been performed. An assessment of the existing regulatory approaches in relation to composite steel and concrete structure with steel-plate reinforcement is given. Correction coefficients are proposed for the calculation for the second group of limit states of steel and concrete structure with steel-plate reinforcement.

Keywords: concrete, steel, reinforced concrete, composite steel and concrete structure, steel-plate reinforcement.

1. Введение

В современной строительной отрасли при проектировании наиболее ответственных зданий и сооружений как правило применяют решения на основе стальных, железобетонных или комбинированных (сталежелезобетонных) конструкций. За последние 50 лет внутри группы комбинированных конструкций сформировалось отдельное направление – конструкции с листовым армированием, в которых функцию рабочей арматуры выполняет листовая сталь с внешней стороны. На стадии монтажа листовое армирование выполняет функцию несъемной опалубки. Наибольшее распространение рассматриваемые конструкции получили в атомной отрасли, в высотном строительстве, а также при строительстве тоннелей и резервуаров. Исследованию конструкций с листовым армированием посвящен ряд научных трудов. Лидерами в области проектирования конструкций с листовым армированием являются США, Япония [1-7] и Южная Корея [8-10], где указанные конструкции используются при строительстве атомных станций. Зарубежными научными институтами выпущено большое количество методической и нормативной литературы, а также руководств по проектированию конструкций с листовым армированием. Значительные успехи по разработке руководящих документов достигнуты и в США [11-16].

В нашей стране изучение особенностей работы конструкций с листовым армированием началось с 60-х годов 20-го века [17, 18]. В последние годы отечественными авторами выполнен ряд экспериментальных и теоретических исследований работы конструкций с листовым армированием с применением современных, в том числе высокопрочных, материалов при действии кратковременных [19, 20] и длительных нагрузок [21].

Цель настоящей работы – выявить особенности работы конструкций с листовым армированием при изгибе при кратковременном статическом нагружении путем сравнения экспериментальных и расчетных данных.

2. Модели и методы

Для оценки фактической работы изгибаемых элементов с листовым армированием, а также для оценки точности существующих нормативных методик расчета применительно к конструкциям с листовым армированием было проведено несколько серий экспериментов, включающих 30 моделей (10 групп по 3 модели в каждой). Для исследования различных видов и механизмов разрушения конструкций с листовым армированием, модели можно разделить на две группы по характеру наступления предельного состояния: по нормальному (по сжатому бетону или растянутой арматуре), либо по наклонному сечению.

Модели групп М3.1-М3.7 представляют собой сталежелезобетонные балки с листовым армированием длиной 2000 мм и поперечным сечением размерами 200х700 мм. Класс бетона моделей по прочности на сжатие В30, стержневая арматура класса А500С. В качестве армирования использованы листы толщиной 4 и 8 мм из стали С355. Для обеспечения совместной работы листа с бетоном установлены гибкие упоры (болты М6) длиной 70 мм с шагом 70х70мм класса прочности 5.8. Листовое армирование было дополнительно усилено внутренними ребрами жесткости, установленными в продольном направлении из горячекатаных уголков 30х4 мм из стали С355, либо из листа 40х3 мм из стали С355. Внутренние ребра жесткости установлены для соответствия натурным конструкциям, в которых они выполняют подкрепляющую функцию, обеспечивая жесткость и геометрическую неизменяемость пространственных арматурных блоков при выполнении монтажных работ и бетонировании. Модели группы М3.1 представляют собой балки с двусторонним листовым армированием. Толщина листов 4 мм. Приопорные зоны армированы продольными (Ø12 А500С) и поперечными (Ø10 с шагом 70 мм) стержнями. Модели группы М3.2, М3.4 представляют собой балки с односторонним листовым армированием в растянутой зоне. Толщина листов 4 мм и 8 мм соответственно. Приопорные зоны армированы продольными и поперечными стержнями Ø10 А500С с шагом 70 мм. Модели группы М3.3 представляют собой балки с односторонним листовым армированием в растянутой зоне.

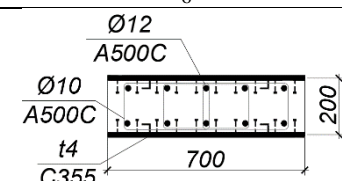
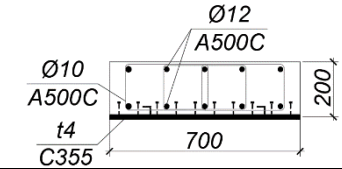
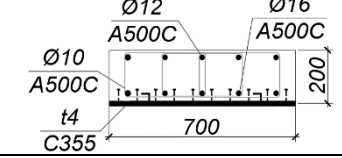
Толщина лис 4 мм. Рабочая продольная арматура установлена на всю длину балок – Ø16 A500C в растянутой зоне, 5Ø12 A500C в сжатой зоне; поперечное армирование представлено хомутами Ø10 с шагом 70 мм. Модели групп М3.5-М3.7 представляют собой балки с односторонним листовым армированием в растянутой зоне. Толщина листов 4 мм и 8 мм. Рабочая продольная арматура Ø16 A500C установлена только в растянутой зоне в центральной части балок и не доведена до опор. Приопорные зоны армированы продольными стержнями Ø8 A500C; поперечное армирование представлено хомутами Ø6 A500C с шагом 280 мм.

Модели групп В2.1, В2.2 представляют собой балки длиной 3000 мм с поперечным сечением 300х1100 мм. Класс бетона моделей по прочности на сжатие В30, стержневая арматура класса А500С. В качестве листового армирования использованы листы толщиной 4 мм из стали С345. Для обеспечения совместной работы листа с бетоном установлены гибкие упоры (болты М8) длиной 70 мм с шагом 70х70мм. Для обеспечения жесткости и геометрической неизменяемости пространственных блоков конструкций при выполнении монтажных работ и бетонировании листы противоположных граней соединены шпильками из арматурной стали Ø6 А500С с шагом 210х210 мм. В моделях В2.2 в растянутой и сжатой зоне расположены сетки из арматурных стержней Ø10 А500С с шагом 210х210 мм.

Модели группы М13 представляют собой сталежелезобетонные балки с листовым армированием длиной 2500 мм и поперечным сечением размерами 150х300 мм. Класс бетона моделей по прочности на сжатие В100. В качестве листового армирования использованы листы толщиной 3 мм из стали С345. Для обеспечения совместной работы листа с бетоном установлены гибкие упоры (болты М8) длиной 40 мм с шагом 40х40мм, класс прочности 5.8.

Фактические характеристики примененного стального проката: предел текучести листовой арматуры моделей групп М3.1-М3.7 толщиной 4 мм – 400 МПа, толщиной 8 мм – 429 МПа; для моделей В2.1, В2.2 – 385 МПа для листа толщиной 4 мм; для моделей М13 – 340 МПа для листа толщиной 3 мм. Характеристики исследуемых конструкций и общий вид поперечных сечений приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Характеристики исследуемых конструкций

Обозначение	Класс бетона	Сталь ЛА	Стержневая арматура	μ, %	Поперечное сечение в середине пролета
1	2	3	4	5	6
М3.1	В30 (25,6)	С355 (400,0)	А500С (Ø10 / 614,2; Ø12 / 577,5)	2,0%	
М3.2	В30 (25,6)	С355 (429,0)	А500С (Ø10 / 614,2; Ø12 / 577,5)	2,0%	
М3.3	В30 (38,0)	С355 (400,0)	А500С (Ø12 / 577,5; Ø16 / 577,5)	2,7%	

Продолжение таблицы 1

M3.4	B30 (34,2)	C355 (429,0)	A500C ($\varnothing 10 / 614,2$; $\varnothing 12 / 577,5$)	4,0%	
M3.5	B30 (25,6)	C355 (400,0)	A500C ($\varnothing 6 / 352,5$; $\varnothing 8 / 612,5$)	2,7%	
M3.6	B30 (43,4)	C355 (429,0)	A500C ($\varnothing 6 / 352,5$; $\varnothing 8 / 612,5$)	4,7%	
M3.7	B30 (34,2)	C355 (400,0)	A500C ($\varnothing 8 / 612,5$; $\varnothing 10 / 614,2$)	2,7%	
B2.1	B30 (43,5)	C345 (385,0)	-	1,3%	
B2.2	B30 (43,5)	C345 (385,0)	A500C ($\varnothing 10 / 567,0$)	1,5%	
M13	B100 (87,0)	C345 (340,0)	-	2,0%	

Примечания.

1 В столбцах 2-4 в скобках указаны фактическая прочность стали и бетона по результатам контрольных испытаний в МПа.

2 В столбце 5 приведено значение коэффициента армирования μ сталежелезобетонной конструкции, рассчитанное в соответствии с положением 3.8 СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

3. Результаты исследования и их анализ

Нагружение моделей выполнялось согласно ГОСТ 8829-2018 «Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости». Испытания моделей проводились возрастающей нагрузкой с доведением моделей до разрушения. Нагружение производилось поэтапно ступенями не более 0,1 от контрольной нагрузки по прочности. На каждой ступени осуществлялась выдержка модели под нагрузкой. Показания измерительных приборов фиксировались на каждой ступени нагружения. Следующий этап нагружения выполнялся только после полного затухания деформаций в испытываемом образце. Нагрузка

на образцы прикладывалась плавно с постоянной скоростью избегая динамических эффектов. Испытания выполнялись до момента потери несущей способности элемента, который характеризовался ростом деформаций в моделях с одновременным падением величины прикладываемой нагрузки, либо до момента полного разрушения модели. В процессе эксперимента фиксировались: величины нагрузки на каждой ступени нагружения, относительные деформации, вертикальные перемещения, ширина раскрытия трещин, характер разрушения модели. Процесс испытаний и характер разрушения фиксировался путем выполнения фотосъемки. Все испытания проведены на гидравлическом прессе ПММ-1000 (MAN 1000), развивающим максимальную нагрузку до 10000 кН. Для определения деформаций моделей использованы датчики перемещений – электронные индикаторы типа Lwdt RM-100-T-KA-G111.112. Статическая схема опор и нагружения моделей приведена на рисунке 1, общий вид испытательной установки приведен на рисунке 2.

Разрушение моделей групп МЗ.1, В2.1, В2.2, М13 с двухсторонним листовым армированием происходило по нормальному сечению, по растянутой зоне в следствии достижения предельных прочностных характеристик в растянутой листовой арматуре. Разрушение сопровождалось обширным трещинообразованием, а также локальной потерей устойчивости листа сжатой зоны в промежутках между точками крепления к бетону.

Разрушение моделей групп МЗ.2-3.4 с односторонним листовым армированием происходило по нормальному сечению, в результате раздробления бетона сжатой зоны в центральной части пролета.

Разрушение моделей групп МЗ.5-МЗ.7 с односторонним листовым армированием происходило по наклонному сечению, разрушение характеризовалось образованием и раскрытием наклонной трещины между точкой опоры и приложения нагрузки.

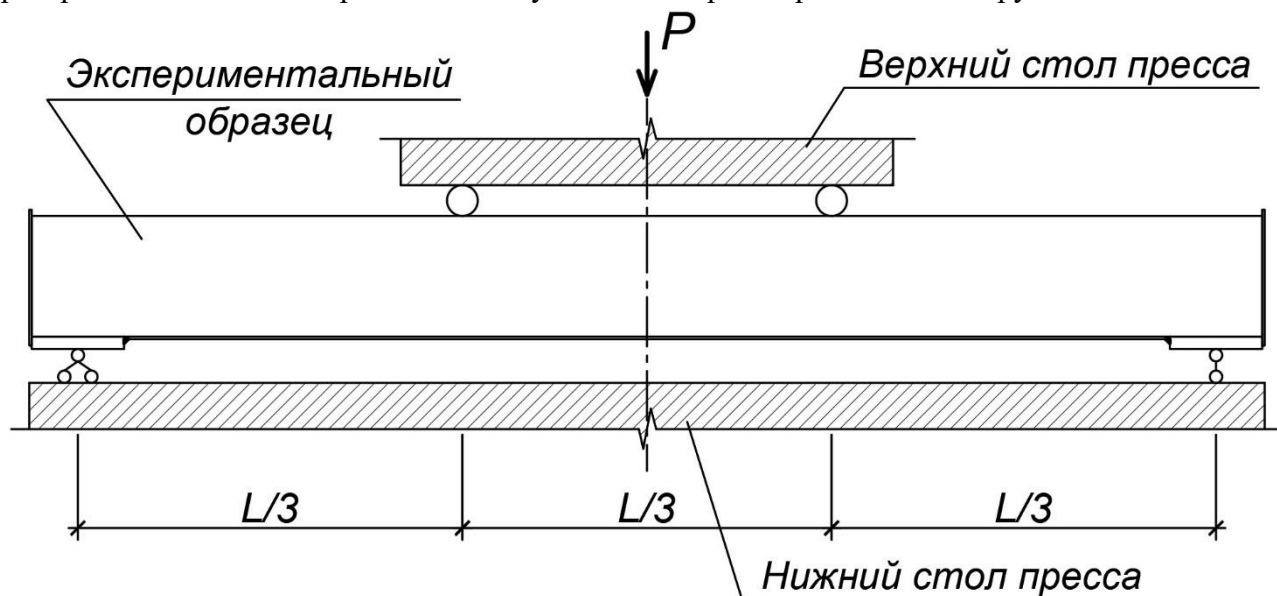


Рисунок 1 – Схема опирания и нагружения моделей

Для всех испытанных на изгиб моделей отмечена совместная работа листа и бетона вплоть до момента их разрушения. Также отмечено, что гибкие упоры, обеспечивающие совместность деформирования стального листа с бетоном, являются концентраторами при образовании и раскрытии трещин, нормальных к продольной оси элемента – все зафиксированные трещины располагаются с разным шагом, но имеют свое начало в местах установки болтов. Характерные виды разрушений испытанных моделей приведены на рисунках 2...5.



Рисунок 2 – Общий вид испытательной установки



Рисунок 3 – Характерное разрушение моделей группы М3.1



Рисунок 4 – Характерное разрушение моделей группы М3.2-3.4

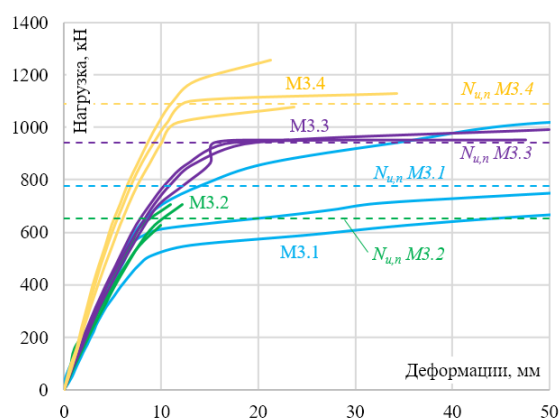


Рисунок 5 – Характерное разрушение моделей группы М3.5-3.7

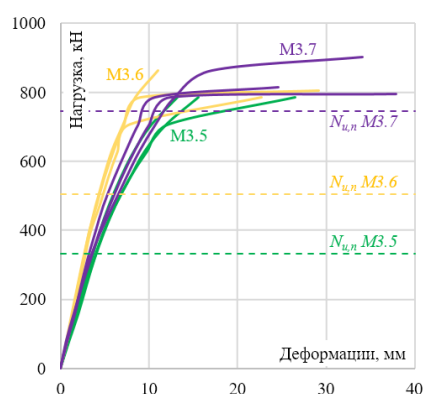
Графические зависимости вертикальных перемещений в середине пролета балок от нагрузки приведены на рисунке 6, где пунктирной линией отмечена теоретическая несущая способность моделей. На рисунке 7 показано раскрытие нормальных трещин в моделях под нагрузкой.

Полученные экспериментальные данные по предельным нагрузкам, вертикальным перемещениям и ширине раскрытия трещин были проанализированы и сопоставлены с результатами теоретических расчетов, выполненных на основе положений СП 63.13330.2018 с введением дополнительных слагаемых, учитывающих наличие листовой арматуры. Величина предельного изгибающего момента M_{ult} , который может быть воспринят сечением элемента, определена для общего случая изгибаемого элемента прямоугольного сечения с двухсторонним листовым и строжневым армированием (рисунок 8) по формуле:

$$M_{ult} = R_{yc}A_{p2}(h_0 - 0,5t_{p2}) + R_{sc}A_{s2}(h_0 - a') + R_b b(x - t_{p2})(h_0 - 0,5x - 0,5t_{p2}), \quad (1)$$



а) модели с разрушением по нормальному сечению



б) модели с разрушением по наклонному сечению

Рисунок 6 – Графическая зависимость вертикальных перемещений в середине пролета балок от нагрузки, где $N_{u,n}$ – нормативная предельная нагрузка

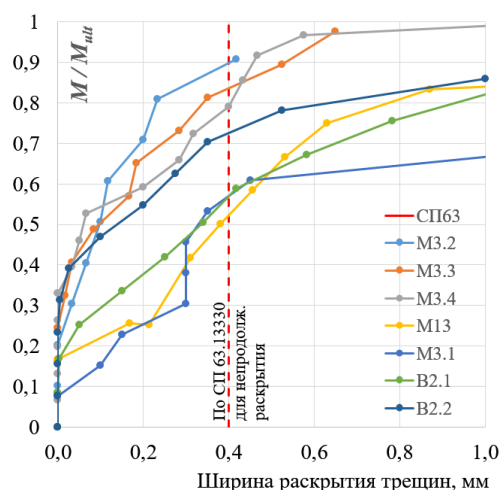


Рисунок 7 – Зависимость ширины раскрытия трещин от нагрузки

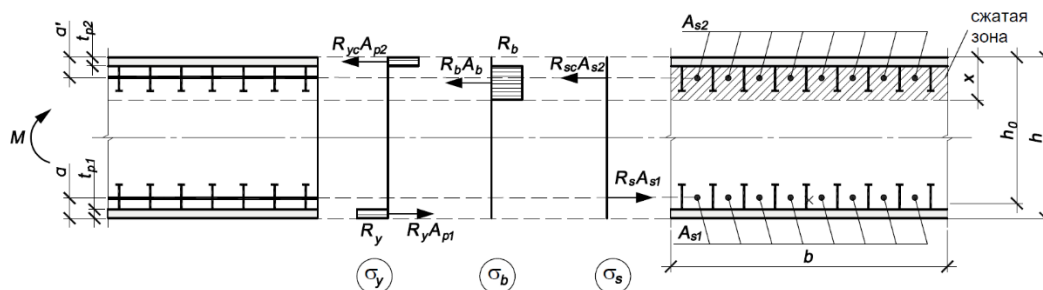


Рисунок 8 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента с листовым и стержневым армированием, при расчете по прочности

При выполнении расчетов по формуле 1 использованы фактические физико-механические характеристики стали и бетона, полученные в результате испытания стандартных образцов; учтены ребра жесткости в виде уголков и полосовой стали, увеличивающие площадь растянутой арматуры. В таблице 2 представлено сопоставление результатов расчетов по первой группе предельных состояний с экспериментальными данными; в таблице 3 – приведено сравнение результатов по второй группе предельных состояний.

Отличие экспериментальных и теоретических данных при расчете по первой группе предельных состояний для моделей с разрушением по нормальному сечению, не превышает 11,0%, что является хорошим результатом. При расчете по наклонному сечению отличие находится в диапазоне от 11 до 59%, что объясняется наличием внутренних стальных элементов в виде продольных ребер жесткости, приваренных к листовому армированию, которые оказывают существенный вклад в несущую способность конструкции при работе на поперечную силу. В запас прочности указанные эффекты включения в работу вертикальных шпилек, дополнительных ребер можно не учитывать при расчете. Это является справедливым, так как при решении локальной экспериментальной лабораторной задачи распределение наклонных трещин может отличаться от фактического распределения. Для учета в расчетах дополнительных элементов (шпилек, ребер, вертикальных ферм и др.) к ним должны предъявляться требования по шагу расстановки и анкеровки как к поперечной арматуре железобетонной конструкции.

Таблица 2 – Сравнение величин несущей способности, полученной экспериментальным и теоретическим путем

№	Обозначение	Характер разрушения	Несущая способность, кН			Отклонение СП/эксперимент, %
			Испытания		По СП 63.13330	
			на модель	среднее		
1	2	3	4	5	6	7
1	M3.1.1	по нормальному сечению в растянутой зоне	1039,7	839,1	778,0	-7
2	M3.1.2		775,9			
3	M3.1.3		701,4			
4	M3.2.1	по нормальному сечению в сжатой зоне	735,7	732,5	652,4	-11
5	M3.2.2		765,2			
6	M3.2.3		696,5			
7	M3.3.1	по нормальному сечению в сжатой зоне	990,8	964,6	940,5	-3
8	M3.3.2		951,6			
9	M3.3.3		951,6			
10	M3.4.1	по нормальному сечению в сжатой зоне	1079,1	1154,3	1088,6	-6
11	M3.4.2		1255,7			
12	M3.4.3		1128,1			
13	M3.5.1	по наклонному сечению	853,5	809,3	332,0	-59
14	M3.5.2		789,7			
15	M3.5.3		784,8			
16	M3.6.1	по наклонному сечению	804,4	817,5	505,5	-38
17	M3.6.2		784,8			
18	M3.6.3		863,3			
19	M3.7.1	по наклонному сечению	794,6	837,1	744,5	-11
20	M3.7.2		814,2			
21	M3.7.3		902,5			
22	B2.1.1	по нормальному сечению в растянутой зоне	1157,5	1177,2	1078,3	-8
23	B2.1.2		1167,4			
24	B2.1.3		1206,6			
25	B2.2.1	по нормальному сечению в растянутой зоне	1220,1	1243,5	1216,2	-3
26	B2.2.2		1255,2			
27	B2.2.3		1255,2			
28	M13.1	по нормальному сечению в растянутой зоне	117,0	121,6	117,9	-3
29	M13.2		130,7			
30	M13.3		117,0			

Таблица 3 – Сопоставление теоретических и экспериментальных данных по второй группе предельных состояний

Обозначение	Перемещения, мм			Ширина раскрытия нормальных трещин, мм		
	Эксперимент	Расчет	Отклон., %	Эксперимент	Расчет	Отклон., %
1	2	3	4	5	6	7
M3.1	5,19	3,51	-32	0,20	0,25	27
M3.2	3,91	3,40	-13	0,20	0,30	49
M3.3	5,53	3,69	-33	0,13	0,19	45
M3.4	5,20	4,14	-20	-	-	-
M3.5	2,64	1,85	-30	-	-	-
M3.6	2,19	1,40	-34	-	-	-
M3.7	3,25	2,27	-30	-	-	-
B2.1	9,66	4,84	-49	0,58	0,31	-47
B2.2	9,61	4,99	-48	0,35	0,17	-50
M13	7,83	4,99	-36	0,38	0,18	-54

Примечание. В столбцах 2 и 5 приведены усредненные значения параметров для каждой группы, которая состоит из трех однотипных моделей.

Расчет ширины раскрытия трещин выполнен для с учетом фактического расстояния между нормальными трещинами.

Для всех экспериментальных моделей теоретическая несущая способность не превышает экспериментальную. Нормативные методики при расчете по первой группе предельных состояний показывают запас прочности применительно к рассматриваемым экспериментальным моделям и могут быть использованы как основа при проверке прочности конструкций с листовым армированием, работающим на изгиб.

При расчете по второй группе предельных состояний зафиксированы значительные отличия экспериментальных и теоретических данных: по ширине раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента – до 54%, по прогибам – до 49%. Причем данные, полученные путем расчета по нормативной методике, для отдельных моделей меньше экспериментальных. Это свидетельствует о необходимости корректировки существующих нормативных методик расчета применительно к конструкциям с листовым армированием путем введения поправки к коэффициентам при определении ширины раскрытия трещин и прогибов элементов. При этом не отмечается зависимости отклонений результатов расчета и экспериментальных данных от коэффициента армирования поперечного сечения или класса прочности бетона.

Согласно разделу 8 СП 63.13330.2018 формула для расчета ширины раскрытия трещин имеет вид

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s \quad (2)$$

где σ_s - напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной; l_s - базовое расстояние между смежными нормальными трещинами; ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным: 1,0 - при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 - при продолжительном действии нагрузки; φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным: 0,5 - для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 - для гладкой арматуры; φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным: 1,0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 - для растянутых элементов.

Выше было отмечено, что шаг образования трещин связан с шагом гибких упоров. В связи с этим для расчета конструкций с листовым армированием предлагается базовое расстояние между смежными нормальными трещинами принять равным четырем шагам анкеров, но не более 400 мм. При этом коэффициент φ_2 , учитывающий профиль продольной арматуры, следует принимать равным 1,7 для конструкций с двухсторонним листовым армированием и 0,8 для конструкций с односторонним листовым армированием.

Согласно разделу 8 СП 63.13330.2018 формула для определения изгибной жесткости имеет вид:

$$D = E_{b,red} I_{red} \quad (3)$$

где D – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, $E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}}$, R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию; $\varepsilon_{b1,red}$ – относительные деформации, принимаемые для тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузок $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$ (случай, соответствующий экспериментальным исследованиям).

При оценке прогибов по формуле (3) отмечено существенное превышение опытных величин над теоретическими, что свидетельствует о меньшей жесткости экспериментальных моделей. Для возможности более точной оценки работы конструкции предлагается ввести дополнительный поправочный коэффициент k_{sr} при вычислении жесткости моделей равный 0,65, который отражает особенности взаимодействия листового армирования с бетоном. Таким образом, формула для вычисления жесткости конструкций принимает вид:

$$D = k_{sr} E_{b,red} I_{red} \quad (4)$$

Перед введением дополнительных коэффициентов к жесткости, которая состоит из момента инерции приведённого сечения и интегральной величины модуля упругости стали и бетона рассмотрим возможное изменение указанных характеристик во времени. Это особенно актуально для конструкций, срок возведения которых достаточно большой – высотное строительство или атомная отрасль. При этом если момент инерции остается условно неизменной величиной, то модуль упругости со временем меняется. Методика Еврокода 2 (EN12390) позволяет по формулам (5-7) определить прочность бетона и модуль упругости в любой момент времени.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (5)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \quad (6)$$

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm} \quad (7)$$

где t – время, сут, $s=0,25$ – постоянный коэффициент, зависящий от класса цемента (приведен для цемента класса N); f_{cm} – среднее значение цилиндрической прочности бетона в возрасте 28 сут; $f_{cm}(t)$ – среднее значение цилиндрической прочности бетона в возрасте t ; E_{cm} – начальный модуль упругости; $E_{cm}(t)$ – модуль упругости в возрасте t .

В таблице 4 приведены результаты расчета модуля упругости по формулам (5-7) Еврокода 2 EN 12390, а также экспериментальные данные по нарастанию прочности бетона и его модуля упругости во времени. Рассмотрены классы бетона по прочности на сжатие B25, B60, B90.

При анализе таблицы 4 видно, что скорость нарастания прочности бетона и его модуля упругости не зависят от класса по прочности на сжатие; основное нарастание характеристик происходит в первые полгода (например, при расчете модуля упругости в возрасте 10 лет прирост не превышает 7%).

Таблица 4 - Расчет прогноза набор изменения прочности бетона во времени и модуля упругости по формулам Еврокода EN 12390

Класс бетона	R_b , МПа				E_b , ГПа			
	28 сут.	180 сут.	360 сут.	Отклонение 180/360 от 28	28 сут.	180 сут.	360 сут.	Отклонение 180/360 от 28
1	2	3	4	5	6	7	8	9
B25	33,0	38,4	39,5	16,3/19,8%	31,0	32,4	32,7	4,6/5,6%
B60	68,0	79,1	81,4	16,3/19,8%	39,0	40,8	41,2	4,6/5,6%
B90	98,0	114,0	117,4	16,3/19,8%	44,0	46,0	46,4	4,6/5,6%

Приведённые в таблице 4 данные в целом согласуются с результатами экспериментов и подтверждается работами [22, 23, 24]. Исследования, выполненные авторами в работах [22, 23, 24], длительной прочности высокопрочных бетонов (B60-B100), твердеющих в условиях повышенной влажности (90%) и испытанных через 180 суток, показали значительные отличия прочностных характеристик относительно Еврокода EN 12390 – средняя призмная прочность по результатам эксперимента увеличилась от 4,5 до 9,5% в зависимости от класса. При этом было получено практически полное совпадение в определённом модуле упругости в возрасте 180 суток – зафиксировано превышение значений, рассчитанных по Еврокоду EN 12390 от 0,1 до 2,2%.

Согласно приведенным выше результатам, допускается повышать принятый на основании экспериментальных данных по результатам кратковременных испытаний коэффициент к жесткости $k_{sr} = 0,65$ до величины 0,7 для конструкций, в которых расчетные напряжения возникнут не ранее чем через год после их бетонирования.

Результаты расчетов конструкций с листовым армированием по второй группе предельных состояний с рекомендуемыми поправочными коэффициентами приведены в таблице 5.

Таблица 5 – Сопоставление теоретических и экспериментальных данных по второй группе предельных состояний с учетом дополнительных поправочных коэффициентов

Обозначение	Перемещения, мм			Ширина раскрытия трещин, мм		
	Эксперимент	Расчет	Отклонение, %	Эксперимент	Расчет	Отклонение, %
1	2	3	4	5	6	7
M3.1	5,19	5,49	6	0,20	0,34	69
M3.2	3,91	5,32	36	0,20	0,40	98
M3.3	5,53	5,77	4	0,13	0,39	190
M3.4	5,20	6,49	25	-	-	-
M3.5	2,64	2,89	9	-	-	-
M3.6	2,19	2,19	4	-	-	-
M3.7	3,25	4,11	26	-	-	-
B2.1	9,66	7,65	3 (при $k_{sr} = 0,5$)	0,58	0,66	13
B2.2	9,61	7,93	7 (при $k_{sr} = 0,5$)	0,35	0,74	111
M13	7,83	7,84	0	0,38	0,30	-21

По материалам таблицы 5 можно отметить удовлетворительную сходимость расчетных и экспериментальных данных. Предлагаемые дополнительные поправочные коэффициенты при вычислении ширины раскрытия трещин и прогибов получены путем сопоставления теоретических данных, полученных расчетным путем (на основе существующих нормативных подходов), с результатами эксперимента.

4. Заключение

1. Рассмотрены особенности работы конструкций с листовым армированием при изгибе. Выполнен обзор литературы, дана оценка существующих нормативных методик расчета применительно к исследуемым конструкциям.

2. Проведен анализ по предельным нагрузкам, вертикальным перемещениям и ширине раскрытия трещин, полученным при экспериментальных исследованиях для 30 моделей с листовым армированием на изгиб.

3. Для всех испытанных моделей отмечена совместная работа листового армирования и бетона вплоть до момента их разрушения при обеспечении конструктивных требований соединения листа и бетона, а также установки связей между противоположными листами.

4. Сравнение результатов экспериментальных и теоретических данных при проверке прочности нормальных сечений, не превышает 11,0%, что является хорошим результатом. Адаптированный метод расчета из СП 63.13330 при расчете по первой группе предельных состояний показывают запас прочности и может быть использован как основа при проверке прочности конструкций с листовым армированием, работающим на изгиб.

5. При расчете ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, зафиксированы значительные отличия теоретических от экспериментальных данных до 47%, при расчетах прогибов – до 49%. Нормативные методики при расчете по второй группе предельных состояний недооценивают контролируемые параметры. Это свидетельствует о необходимости корректировки существующих нормативных методик расчета применительно к конструкциям с листовым армированием путем введения поправочных коэффициентов при определении ширины раскрытия трещин и прогибов.

6. На основе выполненных экспериментальных исследований предложены поправочные коэффициенты при расчете сталежелезобетонных конструкций с листовым армированием по второй группе предельных состояний: при определении ширины раскрытия трещин коэффициент φ_2 , учитывающий профиль продольной арматуры, который

рекомендуется принимать равным 1,7 для конструкций с двухсторонним листовым армированием и 0,8 для конструкций с односторонним листовым армированием; при определении прогибов рекомендуется уменьшать общую интегральную жесткость сталежелезобетонного элемента путем введения коэффициента $k_{sr} = 0,65...0,7$, что объясняется особенностями совместной работы системы листового армирования с бетоном. Предлагаемые коэффициенты позволяют обеспечить хорошую сходимость расчетных и экспериментальных данных при расчетах конструкций с листовым армированием, работающих при непродолжительных нагрузках.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Белов В.В. Железобетонные резервуары давления с внешним листовым армированием. Нелнейное деформирование при силовых и температурных воздействиях : дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01. – Ленинград, 1988. – 206 с.
2. Воронков Р.В. Железобетонные конструкции с листовой арматурой. – М.: Стройиздат, 1975. – 144 с.
3. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Травуш В.И., Карпенко Н.И., Крылов С.Б. Оценка прочностных и деформационных характеристик высокопрочных бетонов в конструкциях и динамики их изменения во времени // Строительные материалы. – 2023. – Ноябрь. – С. 28–38.
4. Мкртчян А.М., Аксенов В.Н., Маилян Д.Р. Особенности конструктивных свойств высокопрочных бетонов // Новые технологии. – 2013. – № 3. – С. 135–143.
5. Ромкин Д.С. Влияние возраста высокопрочного бетона на его физико-механические и реологические свойства : дис. ... канд. тех. наук : 05.23.01. – М., 2007. – 140 с.
6. Травуш В.И., Арленинов П.Д., Десяткин [и др.] Исследование ползучести сталежелезобетонных образцов // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 1(111). – С. 49–63. – doi: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-49-63
7. ACI 349-06 Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary. – American Concrete Institute (ACI), 2007.
8. AISC Design Guide 38. SpeedCore Systems for Steel Structures. – American Institute of Steel Construction, 2023.
9. AISC Steel Design Guide 32. Design of Modular Steel-Plate Composite Walls for Safety-Related Nuclear Facilities. – American Institute of Steel Construction, 2017.
10. ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings. – American Institute of Steel Construction, 2016.
11. ANSI/AISC N690-12 Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities. – American Institute of Steel Construction, 2012.
12. ANSI/AISC N690-18, Supplement No. 1-15 Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities. – American Institute of Steel Construction, 2015.
13. Bassam A. Burgan, Simon Bingham. An innovative form of steel-concrete (SC) structures for nuclear power plant // Transactions of the 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-24). – Busan, Korea, 2017. – Div. VI. – URL: <https://repository.lib.ncsu.edu/server/api/core/bitstreams/921ddbea-2e72-4283-a056-74f3ac5619c4/content> (дата обращения: 25.04.2025).
14. Choi B.J., Han H.S., Kim W.K., Lee S.J. Compression Tests for Unstiffened Steel Plate-Concrete Structures with Variation of B/t Ratio // Journal of Korean Society of Steel Construction. – 2008. – Vol. 20. – No. 4. – URL: https://www.researchgate.net/publication/264098441_Compression_Tests_for_Unstiffened_Steel_Plate-Concrete_Structures_with_Variation_of_Bt_Ratio (дата обращения: 25.07.2024).
15. Hong S., Kim W., Lee K., Hong N.K., Lee D. Out-of-plane Shear Strength of Steel Plate Concrete Walls Dependent on Bond Behavior // Transactions of the 20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-20). – Espoo, Finland, 2009. – Div. 6: Paper 1855. – P. 1–10. – URL: <https://repository.lib.ncsu.edu/server/api/core/bitstreams/f2e7ed8c-49dd-4557-aa6c-e1cf4b0eb62d/content> (дата обращения: 20.09.2024).
16. Kai Zhang et al. Effect of shear connectors on local buckling and composite action in steel concrete composite walls // Nuclear Engineering and Design. – 2014. – Vol. 269. – P. 231–239.
17. NEDO-33988, Revision 0, BWRX-300. Steel-Plate Composite (SC) Containment Vessel (SCCV) and Reactor Building Structural Design. – 2022. – URL: <https://www.nrc.gov/docs/ML2228/ML22287A177.pdf> (дата обращения: 30.03.2025).
18. Ozaki M., Akita S., Oosuga H., Nakayama T., Adachi N. Study on Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Cyclic In-Plane Shear // Nuclear Engineering and Design. – 2004. – Vol. 228. – P. 225–244. – URL: <https://www.sci-hub.ru/10.1016/j.nucengdes.2003.06.010> (дата обращения: 25.07.2024).
19. Takeuchi M. et al. Study on a concrete fillet structure for nuclear power plants // Nuclear Engineering and Design. – 1998. – Vol. 179. – P. 209–223. – URL: [https://www.sci-hub.ru/10.1016/S0029-5493\(97\)00282-3](https://www.sci-hub.ru/10.1016/S0029-5493(97)00282-3) (дата обращения: 25.07.2024).

20. Travush V.I. et al. Static bearing capacity of steel-plate composite walls // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. – 2023. – Vol. 19. – No. 4. – P. 166–181. – doi: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181
21. Travush V.I. et al. The stiffness of steel-plate composite structures for short-term loads // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. – 2024. – Vol. 20. – No. 4. – P. 105–118. – doi: 10.22337/2587-9618-2024-20-4-105-118
22. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Booth P.N., Coogler K. Steel-Plate Composite (SC) Walls: Analysis and Design including Thermal Effects // *Transactions of the 21st International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-21)*. – New Delhi, India, 2011. – Div. X, Paper 761.
23. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Booth P.N. Analysis and Design of Modular Composite Walls for Combined Thermal and Mechanical Loadings // *Transactions of the 20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-20)*. – Espoo, Finland, 2009. – Div. TS 6, Paper 1820.
24. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Lai Z. Steel-Plate Composite (SC) Walls for Safety Related Nuclear Facilities: Design for In-Plane Force and Out-of-Plane Moments // *Nuclear Engineering and Design*. – 2014. – Vol. 269. – P. 240–249. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0029549313005220> (дата обращения: 25.07.2024).

REFERENCES

1. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Lai Z. Steel-Plate Composite (SC) Walls for Safety Related Nuclear Facilities: Design for In-Plane Force and Out-of-Plane Moments. *Nuclear Engineering and Design. Special Issue on SMiRT-21 Conference*. 2014. Vol. 269. Pp. 240-249. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0029549313005220?via%3Dihub> (date of application: 25.07.2024).
2. NEDO-33988, Revision 0, BWRX-300. Steel-Plate Composite (SC) Containment Vessel (SCCV) and Reactor Building Structural Design. 2022. URL: <https://www.nrc.gov/docs/ML2228/ML22287A177.pdf> (date of application: 30.03.2025).
3. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Booth P.N., Coogler K. Steel-Plate Composite (SC) Walls: Analysis and Design including Thermal Effects. *Transactions of the Internal Association for Structural Mechanics in Reactor Technology Conference, SMiRT-21, Div. X, Paper 761, New Delhi, India, IASMiRT, North Carolina*. 2011.
4. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Booth P.N. Analysis and Design of Modular Composite Walls for Combined Thermal and Mechanical Loadings. *Transactions of the Internal Association for Structural Mechanics in Reactor Technology Conference, SMiRT-20, Div. TS 6 Paper 1820, Espoo, Finland, IASMiRT, North Carolina State University, Raleigh, NC*. 2009.
5. Ozaki M., Akita S., Oosuga H., Nakayama T., Adachi N. Study on Steel Plate Reinforced Concrete Panels Subjected to Cyclic In-Plane Shear. *Nuclear Engineering and Design*. 2004. Vol. 228. Pp. 225-244. URL: <https://www.sci-hub.ru/10.1016/j.nucengdes.2003.06.010> (date of application: 25.07.2024).
6. Takeuchi M. et al. Study on a concrete fillet structure for nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*. 1998. Vol. 179. Pp. 209-223. URL: [https://www.sci-hub.ru/10.1016/S0029-5493\(97\)00282-3](https://www.sci-hub.ru/10.1016/S0029-5493(97)00282-3) (date of application: 25.07.2024).
7. Zhang K. et al. Effect of shear connectors on local buckling and composite action in steel concrete composite walls. *Nuclear Engineering and Design*. 2014. Vol. 269. Pp. 231-239.
8. Burgan B.A., Bingham S. An innovative form of steel-concrete (SC) structures for nuclear power plant. *24th Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, BEXCO, Busan, Korea - August 20-25, 2017. Division VI*. URL: <https://repository.lib.ncsu.edu/server/api/core/bitstreams/921ddbea-2e72-4283-a056-74f3ac5619c4/content> (date of application: 25.04.2025).
9. Hong S., Kim W., Lee K., Hong N.K., Lee D. Out-of-plane Shear Strength of Steel Plate Concrete Walls Dependent on Bond Behavior. *Transactions of the 20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, SMiRT-20, Div-6: Paper 1,855, Espoo, Finland, IASMiRT, North Carolina State University, Raleigh, NC*. Pp. 1–10. URL: <https://repository.lib.ncsu.edu/server/api/core/bitstreams/f2e7ed8c-49dd-4557-aa6c-e1cf4b0eb62d/content> (date of application: 20.09.2024).
10. Choi B.J., Han H.S., Kim W.K., Lee S.J. Compression Tests for Unstiffened Steel Plate-Concrete Structures with Variation of B/t Ratio. *Journal of Korean Society of Steel Construction*. 2008. Vol. 20. No. 4. URL: https://www.researchgate.net/publication/264098441_Compression_Tests_for_Unstiffened_Steel_Plate-Concrete_Structures_with_Variation_of_Bt_Ratio (date of application: 25.07.2024).
11. ANSI/AISC N690-12 Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities. An American National Standard. American institute of steel construction. USA. 2012. URL: <https://www.aisc.org/>.
12. ANSI/AISC360-16 Specification for Structural Steel Buildings. An American National Standard. American institute of steel construction. USA. 2016. URL: <https://www.aisc.org/>.
13. ACI 349-06 Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary. An American Concrete Institute® (ACI) Standard. Reported by ACI Committee 349. USA. 2007.

14. ANSI/AISC N690-18, ANSI/AISC N690s1-15 *Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Including Supplement No. 1*. An American National Standard. American institute of steel construction. USA. 2015. URL: <https://www.aisc.org/>.
15. AISC Steel Design Guide 32. Design of Modular Steel-Plate Composite Walls for Safety-Related Nuclear Facilities. American institute of steel construction. USA. 2017. URL: <https://www.aisc.org/>.
16. AISC Design Guide 38. SpeedCore Systems for Steel Structures. American institute of steel construction. USA. 2023.
17. Voronkov R.V. Zhelezobetonnyye konstruksii s listvoy armaturoy [Reinforced concrete structures with steel-plate reinforcement]. Moscow: Stroyizdat, 1975. 144 p. (rus)
18. Belov V.V. Zhelezobetonnyye rezervuary davleniya s vnesnim listovym armirovaniyem. Neleneynoye deformirovaniye pri silovykh i temperaturnykh vozdystviyakh [Reinforced concrete pressure tanks with external steel-plate reinforcement. Nonlinear deformation under force and temperature effects]: PhD thesis. Leningrad, 1988. 206 p. (rus)
19. Travush V.I. et al. Static bearing capacity of steel-plate composite walls. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2023. Vol. 19. No. 4. Pp. 166–181. DOI: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181.
20. Travush V.I. et al. The stiffness of steel-plate composite structures for short-term loads. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2024. Vol. 20. No. 4. Pp. 105-118. DOI: 10.22337/2587-9618-2024-20-4-105-118.
21. Travush V.I., Arleninov P.D., Desyatkin [et al.] Issledovaniye polzuchesti stalezhelezobetonnykh obraztsov [Creep behaviour of steel-reinforced concrete specimens]. Construction and reconstruction. 2024. No. 1(111). Pp. 49-63. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-49-63. (rus)
22. Mkrtchyan A.M., Aksenov V.N., Mailyan D.R. Osobennosti konstruktivnykh svoystv vysokoprochnykh betonov [Features of the structural properties of high-strength concrete]. New technologies. 2013. No. 3. Pp. 135-143. (rus)
23. Romkin D.S. Vliyaniye vozrasta vysokoprochnogo betona na yego fiziko-mekhanicheskiye i reologicheskiye svoystva [The influence of age of high-strength concrete on its physical, mechanical and rheological properties]: PhD thesis: 05.23.01. Moscow, 2007. 140 p. (rus)
24. Kapriylov S.S., Sheinfeld A.V., Travush V.I., Karpenko N.I., Krylov S.B. Otsenka prochnostnykh i deformatsionnykh kharakteristik vysokoprochnykh betonov v konstruksiyakh i dinamiki ikh izmeneniya vo vremeni [Assesment of Strength and Deformation Characteristics of High-Strength Concrete in Structures and the Dynamics of Their Change Over Time]. *Building materials*. 2023. November. Pp. 28-38. (rus)

Информация об авторах

Травуш Владимир Ильич

ЗАО «ГОРПРОЕКТ», г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор. Главный конструктор, заместитель генерального директора по научной работе. Вице-президент РААСН
E-mail: travush@mail.ru

Конин Денис Владимирович

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО "НИЦ "Строительство", г. Москва, Россия, кандидат технических наук, заместитель Директора по научной работе, заведующий лабораторией Высотных зданий и сооружений,
E-mail: konden@inbox.ru

Крылов Алексей Сергеевич

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО "НИЦ "Строительство", г. Москва, Россия, кандидат технических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории Высотных зданий и сооружений,
E-mail: kryl07@mail.ru

Арленинов Петр Дмитриевич

НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия, кандидат технических наук, заместитель заведующего лабораторией Механики железобетона,
E-mail: arleninoff@gmail.com

Рожкова Лидия Сергеевна

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО "НИЦ "Строительство", г. Москва, Россия, старший научный сотрудник лаборатории Высотных зданий и сооружений,
E-mail: soshnikova_lidia@mail.ru

Жданова Анастасия Андреевна

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО "НИЦ "Строительство", г. Москва, Россия, инженер лаборатории Комбинированных конструкций,
E-mail: zhdanovaaa8002@gmail.com

Гаврилов Дмитрий Николаевич

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО "НИЦ "Строительство", г. Москва, Россия, инженер лаборатории Комбинированных конструкций,
E-mail: gavrilovd_10@mail.ru

Ведяков Михаил Иванович

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО "НИЦ "Строительство", г. Москва, Россия, инженер лаборатории Большепролетных металлических конструкций и сертификации,
E-mail: vedyakov.misha@yandex.ru

Information about authors

Travush Vladimir I.

CJSC GORPROEKT, Moscow, Russia, Doctor of Technical Sciences, Professor, Chief Designer, Deputy General Director for Scientific Work. Vice-President of RAASN,
E-mail: travush@mail.ru

Konin Denis V.

JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia, Candidate of Technical Sciences, Deputy Director of Scientific Work, Head of Laboratory of High-Rise Buildings and Structures,
E-mail: konden@inbox.ru

Krylov Alexey S.

JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia, Candidate of Technical Sciences, Leading Researcher of Laboratory of High-Rise Buildings and Structures
E-mail: kryl07@mail.ru

Arleninov Petr D.

JSC Research Center of Construction NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia, Candidate of Technical Sciences, Deputy Head of Reinforced Concrete Mechanics Laboratory
E-mail: arleninoff@gmail.com

Rozhkova Lidia S.

JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia, Senior researcher of Laboratory of High-Rise Buildings and Structures
E-mail: soshnikova_lidia@mail.ru

Zhdanova Anastasia A.

JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia, Engineer of Laboratory of Composite Steel and Concrete Structures,
E-mail: zhdanovaaa8002@gmail.com

Gavrilov Dmitry N.

JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia, Moscow, Russia, Engineer of Laboratory of Composite Steel and Concrete Structures,
E-mail: gavrilovd_10@mail.ru

Vedyakov Mikhail I.

JSC Research Center of Construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko, Moscow, Russia, Engineer of Laboratory of Large-span metal structures and certification,
E-mail: vedyakov.misha@yandex.ru

Статья поступила в редакцию 19.08.2025
Одобрена после рецензирования 09.09.2025
Принята к публикации 01.10.2025

The article was submitted 19.08.2025
Approved after reviewing 09.09.2025
Accepted for publication 01.10.2025